

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

259

SCHAFT

MARKORT IN DUISBURG AM RHEIN



AUSSTELLUNG DÜSSELDORF 1902.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295903

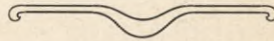
III^h 5815
102

X
2.031

GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG AM RHEIN

EISERNE BRUECKEN UND EISENHOCHBAUTEN
WAGENBAU UND WALZWERK
PNEUMATISCHE FUNDIERUNGEN UND SCHRAUBPFAHL-GRUENDUNGEN

F. Nr. 24 574



- WIEN 1873: Fortschritts-, Verdienst- und Mitarbeitermedaille.
SYDNEY 1879: First degree of merit für Ingenieurleistungen und Eisenqualität.
DÜSSELDORF 1880: Silberne Medaille für ausgezeichnete Leistungen im Brückenbau.
MELBOURNE 1881: Goldene Medaille für Brückenbauten und Eisenqualität.
AMSTERDAM 1883: Diplome d'honneur für Gelenkbrücken (Exportbrücken).
PARIS 1900: Grand prix, zwei goldene und eine bronzene Medaille.

X
2031

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

I 259

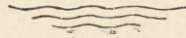
Akc. Nr. 1576/49



ENTWURF FÜR EINE ZWEITE FESTE RHEINBRÜCKE ZU KÖLN.

Inhaltsverzeichnis.

	Seite
A. Beschreibung der Ausstellung der Gesellschaft Harkort, Duisburg, Gruppe 2, Südeingang der Haupthalle	1—5
B. Entwurf zu einer Zweiten festen Rheinbrücke zu Köln	6—52
I. Beschreibung des Bauwerks	
a) Die allgemeine Anordnung	8—15
b) Die wichtigsten Einzelheiten	16—38
II. Auszug aus der statischen Berechnung	39—52
C. Entwicklung der Gesellschaft Harkort in Duisburg am Rhein	
I. Die Brückenbauanstalt von Joh. Casp. Harkort zu Harkorten bei Haspe i. W.	53—55
II. Die Actiengesellschaft Harkort	56—66
Anhang: Bildliche Darstellungen ausgeführter Bauwerke	67—85



A. Industrie- und Gewerbeausstellung für Rheinland, Westfalen und benachbarte Bezirke zu Düsseldorf 1902.

Gruppe 2. Südeingang der Haupthalle.

Die Gesellschaft Harkort befasst sich hauptsächlich mit der Ausführung solcher Bauwerke und Erzeugnisse, deren Ausstellung in natura schwierig oder unausführbar ist. Wir mussten uns deshalb damit begnügen, unsere Thätigkeit durch Modelle und bildliche Darstellungen vorzuführen. In dem grossen Gebiete des „Eisenbaues“, welches wir nach jeder Richtung hin pflegen, und des Fundirungswesens, das wir unter besonderer Berücksichtigung der Pneumatischen Gründungsart schon seit 1872 als Sonderzweig betreiben, beschränkt sich unsere Thätigkeit nicht nur auf Ausführungen nach gegebenen Zeichnungen, sondern auch auf die Aufstellung und Verwirklichung eigener Entwürfe. Die Gesellschaft bethätigt sich sonach auch als Ingenieurfirma für die von ihr betriebenen Geschäftszweige. Aus diesem Grunde halten wir uns für berechtigt und verpflichtet, neben ausgeführten Bauwerken auch Entwürfe zu solchen zur Vorführung zu bringen. —

Den Mittelpunkt unserer Anordnung bildet das von Herrn A. Schumann in Düsseldorf in vernickelter Bronce kunstvoll ausgeführte Modell eines Entwurfes zu einer

Zweiten festen Rheinbrücke zu Köln

im Maassstabe 1:100, welcher im Jahre 1898 auf Veranlassung des Herrn Oberbürgermeisters Becker im engeren Wettbewerb der Stadt Köln von uns eingereicht wurde.

Die Stadt Köln, welche Eigentümerin der Projektstücke ist, gestattete nicht nur in zuvorkommender Weise die Herstellung des Modells behufs Vorführung auf der Düsseldorfer Ausstellung, sondern hatte sogar die Liebenswürdigkeit, das die Wirkung des Bauwerkes im Stadtbild erläuternde Aquarell von der Hand des Herrn Wilh. Herwarth in Grosslichterfelde bei Berlin, welches einen Teil unserer Entwurfsstücke bildete, uns zu gleichem Zwecke zur Verfügung zu stellen.

Bei der Bearbeitung des Entwurfes haben s. Z. mitgewirkt die Tiefbaufirma R. Schneider in Berlin und der Architekt Herr Professor G. Frentzen in Aachen. Im besonderen haben wir, die Gesellschaft Harkort, die Luftdruckgründung der Stropfeiler und die eigentliche Brücke in ihren grossen Zügen und Einzelheiten, die Firma Schneider alle Mauerwerksarbeiten und Rampenanlagen, und Professor Frentzen die architektonische Ausbildung des Bauwerkes bearbeitet. —

Das Brückenmodell steht auf einem tischartigen Unterbau, in dessen pultartig geneigte Deckflächen 18 Photographien und 2 Zeichnungen eingelegt sind, welche einerseits das Modell erläutern, andererseits Bauausführungen unsres Werkes auf dem Gebiete des Brücken-, Pfeiler-, Dock-, Schleusenthor-, Schwimmthor-, Kran-, Leuchtturmbaues u. s. w. vor Augen führen.

Ueber dem Modell erhebt sich ein ornamentaler eiserner Pavillon, an welchem unsere Firma und deren Arbeitsgebiete namhaft gemacht sind. An der Rückwand unseres Platzes sind das vorgenannte Aquarell der zweiten festen Rheinbrücke zu Köln, sowie zwei Oelgemälde vom Leuchtturm auf dem Rotensande in der Nordsee angeheftet.

Die in die Pultflächen des Modellunterbaues eingelassenen Photographien beziehen sich auf folgende Bauwerke, welche meist der jüngeren Zeit entstammen:

1. Entwurf zu einer **Zweiten festen Rheinbrücke in Köln** Abb. S. III.

Gewicht als Kettenbrücke gemäss Modell 6618 T, als Kabelbrücke gemäss nachfolgender Beschreibung 5098 T; Spannweiten: 110 + 220 + 110 Meter. Entwurf: Harkort, Schneider und Prof. Frentzen.

2. Zeichnung dazu: Ergebnisse der statischen Berechnung.
3. Zeichnung dazu: Einzelheiten der Pfeiler und Eisenkonstruktionen.

4. **Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms;** vollendet 1900.
Abb. 52 S. 72. Gewicht 5431 Tonnen. Stützweiten: 102,2 + 116,8 + 102,2 + 17 zu 34,5 Meter. Entwurf: Harkort, Schneider, Frentzen (I. Preis).
5. **Strassenbrücke über den Rhein bei Kehl;** vollendet 1898. Abb. 51 S. 71.
Gewicht 2734 Tonnen. Stützweiten: 88,2 + 57,33 + 88,2 Meter. Entwurf: General-Direktion der Badischen Staatsbahnen.
6. **Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Roppenheim;** Abb. 50 S. 70; vollendet 1894.
Gewicht 4600 Tonnen. Stützweiten: 5 zu 31,08 + 3 zu 92 + 4 zu 31,08 Meter. Entwurf: General-Direktion der Reichseisenbahnen.
Ausgeführt einschliesslich der Pfeiler (Strompfeiler mit Luftdruckgründung) in Gesamtunternehmung.
7. **Zweigleisige Eisenbahn- und Strassenbrücke über die Yssel bei Westervoort-Arnheim;** Abb. 53 S. 73; vollendet 1901. Gewicht 5740 Tonnen. Stützweiten: 2 zu 42,2 + 1 zu 116,47 + 6 zu 42,2 Meter. Entwurf: Broekman, Hoofdingenieur der Exploitatie-Maatschappij in Utrecht.
8. **Strassendrehbrücke über den Rheinauhafen in Köln;** vollendet 1894.
Gewicht 200 Tonnen. Lichtweite 20 Meter. Betrieb hydraulisch. Entwurf: Harkort-Duisburg und Haniel & Lueg, Düsseldorf.
9. **Strassenbrücke über die Mosel bei Trarbach;** vollendet 1899. Abb. 54 S. 74.
Gewicht 859 Tonnen. Stützweiten: 54,45 + 64,35 + 64,35 + 54,45 Meter. Entwurf: Harkort - Duisburg, Schneider-Berlin, B. Möhring-Berlin (I. Preis).
10. **Strassenbrücke über den Elbe-Trave-Kanal am Mühlenthor in Lübeck;** vollendet 1899. Abb. 55 S. 75.
Gewicht 682 Tonnen. Stützweiten: 19,664 + 41,786 + 19,664 Meter. Entwurf: Baudirektor Rheder, Harkort-Duisburg, Arch. G. Thielen-Hamburg. (†)

11. **Strassenbrücke über den Elbe-Trave-Kanal am Burgthor in Lübeck;** vollendet 1899.
Gewicht 588 Tonnen. Stützweiten: 18,76 + 45,56 + 18,76 Meter. Entwurf: Baudirektor Rehder-Lübeck, Harkort-Duisburg, Architekt G. Thielen-Hamburg. (†)
12. **Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Soengei-Oelar auf Sumatra;** vollendet 1890. Abb. 57 S. 77.
Gewicht 136 Tonnen. Stützweite: 61,5 Meter. Entwurf: Harkort-Duisburg. (Gelenksystem). Ansicht der fertigen Brücke.
13. **Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Soengei-Oelar auf Sumatra;** vollendet 1890. Abb. 58 S. 77.
Gewicht 136 Tonnen. Stützweite: 61,5 Meter. Entwurf: Harkort in Duisburg (Gelenksystem). Brücke im Bau.
14. **Tenjin-bashi, Strassenbrücke in Osaka, Japan;** vollendet 1888.
Gewicht 520 Tonnen. Stützweiten: 3 zu 34,671 Meter und 2 zu 65,811 Meter. Entwurf amerikanischen Ursprungs.
15. **Imagawa-bashi, eingleisige Eisenbahnbrücke für die Kiushiubahn, Japan;** vollendet 1895.
Gewicht 200 Tonnen. Stützweiten: 62,37 Meter und zu 13,85 Meter. Entwurf: Harkort in Duisburg. (Gelenksystem).
16. **Strassenbrücke über den Vaalrivier bei Standerton, Transvaal;** vollendet 1890. Abb. 59 S. 78.
Gewicht 158 Tonnen. Stützweiten: 2 zu 41,2 Meter. Entwurf: Harkort in Duisburg. (Gelenksystem).
17. **Leuchtturm auf dem Rotensande** in der Nordsee; vollendet 1885. Abb. 60 S. 79.
Eisen 500 Tonnen. Mauerwerk und Beton 2800 cbm. Pneumatischer Aushub 950 cbm theor. Faschinen 5000 cbm. Entwurf und Gesamtausführung: Harkort in Duisburg.

18. **Schleusentore für den Kaiser-Wilhelm-Kanal** in Brunsbüttel und Holtenau; vollendet 1894.
Lichtweite der Schleusenammern 25 Meter, grösste Wassertiefe 15,4 Meter, grösste Torhöhe 17 Meter.
Für die 4 Einfahrtsschleusen in Brunsbüttel und Holtenau kamen 56 Torflügel zur Ausführung, und zwar einschliesslich Ersatz 22 Fluth-, 18 Ebbe- und 16 Sperrtore im Gewicht von 5000 Tonnen. Entwurf: Kaiserliche Kanal-Kommission Kiel.
19. **Verschlusspontons für die neuen Docks V u. VI** der Kaiserlichen Marine in Kiel; vollendet 1902.
Gewicht 383 Tonnen das Stück. Länge 30,7 Meter. Breite 7,0 Meter. Höhe 14,25 Meter. Entwurf: Kaiserliches Dockbaubureau Kiel.
20. **150 Ton-Derrickkran** für die Schiffswerft Blohm & Voss in Hamburg; vollendet 1898. Abb. 66 S. 85.
Gewicht 300 Tonnen. Tragkraft: 150 Tonnen bei der Probelastung, 100 Tonnen bei 20 Meter, 30 Tonnen bei 32,5 Meter Ausladung. Kleinste Ausladung 17 Meter, dabei Höhe 47 Meter. Höhe des Dreibockes 24 Meter. Drehwinkel 180°. Betrieb durch Dampf. Entwurf: Bechem & Keetmann und Ges. Harkort in Duisburg.

Zur weiteren Erläuterung des Modells zur zweiten festen Rheinbrücke zu Köln und der ausgestellten bildlichen Darstellungen, sowie zur Vervollständigung unserer sonstigen Leistungen, die sich im Rahmen unserer Ausstellung nicht vorführen liessen, verweisen wir auf die nachfolgenden Seiten des vorliegenden Heftes.

B. Entwurf zu einer zweiten festen Strassenbrücke über den Rhein zu Köln.

Eingereicht der Stadt Köln im engeren Wettbewerb 1898.

Das Ausschreiben der Stadt Köln aus dem Jahre 1898 zur Erlangung von Entwürfen zur eventuellen Ausführung einer zweiten festen Brücke über den Rhein liess dem Ermessen der einzelnen Wettbewerber den weitesten Spielraum. Weder über die genaue örtliche Lage der Brücke, weder über die Art des Ueberbaues, die zulässigen Steigungsverhältnisse und die Beschaffenheit der Fahr- und Fusswege, noch über die Belastungsverhältnisse und die zulässigen Materialbeanspruchungen war etwas Bestimmtes gegeben. Alles war dem Bewerber nach eigenem Ermessen überlassen. Nur folgende Bestimmungen waren u. a. als Richtschnur für die Bearbeitung des Entwurfes seitens der Stadt Köln gegeben:

1. Die Brücke soll die Mitte der Stadt Köln mit der Mitte von Deutz und der geplanten Deutzer Hafenanlage mit einander verbinden unter der Voraussetzung, dass der Bahndamm der Bergisch-Märkischen Bahn vor Deutz oberhalb der Freiheitstrasse nicht mehr besteht.
2. Sowohl auf Kölner wie auf Deutzer Seite darf die Werftfläche nicht, oder doch nur so wenig wie möglich eingeschränkt werden.
3. Auf beiden Ufern muss die Höhe unter der Brückenfahrbahn für den Verkehr auf den Strassen und auf den Eisenbahngleisen ausreichen.
4. Die Breite der Brückenbahn soll einschliesslich der Gehwege 16 Meter betragen.
5. Für die Rheinwasserstände sind folgende Angaben massgebend, wonach die normale Flusssohle auf — 1,5 Meter, das gemittelte Niedrigwasser auf + 1,5 Meter, das Mittelwasser auf + 2,87 Meter, das höchste eisfreie Hochwasser vom Jahre 1892 auf + 9,52 Meter am Kölner Pegel liegt.

Neben diesen Kölner Angaben waren noch folgende von der Rheinstrombauverwaltung im März 1898 bekannt gegebenen Bedingungen zu erfüllen und folgende Angaben zu beachten:

6. Die Lage der zeitigen Fahrrinne des Rheins befindet sich entsprechend der natürlichen Gestaltung des Stromlaufes auf der linken Seite und zieht sich in einer Breite von 150 Meter an der Stadt Köln entlang; eine geringe Verschiebung derselben nach der einen oder anderen Seite ist zulässig.
7. In Betreff der Pfeilerstellungen sind Abweichungen gegen die Pfeiler der bestehenden Brücke zulässig. Ein bestimmtes Mass für diese Abweichungen kann jedoch nicht gegeben werden, so lange die Entfernung der neuen Brücke von der bestehenden alten nicht feststeht.
8. Die Anwendung von Pfeilern in der Fahrrinne ist unter Beobachtung der nachstehend angegebenen Durchfahrtsweiten für die Schifffahrt zulässig:
 - a) Der am Kölner Ufer befindliche erste Strompfeiler muss mindestens 70 Meter, der am Deutzer Ufer befindliche mindestens 50 Meter von der stromseitigen Werftkante entfernt bleiben.
 - b) Auf den beiderseitigen stromseitigen Kanten der Werfte sind Pfeiler unzulässig.
 - c) Bei Anwendung nur einer Hauptschifffahrtsöffnung für die Berg- und Talfahrt gemeinsam, ist die Durchfahrtsweite im Lichten auf mindestens 150 Meter zu bemessen, und es darf bei bogenförmigen Ueberbrückungen auf mindestens 100 Meter Länge kein Teil der Konstruktion unter + 17 Meter über Kölner Pegel (+ 17,0 K. P.) herabgehen.
 - d) Bei zwei Hauptschifffahrtsöffnungen, eine für die Berg- und eine für die Talfahrt, hat die Durchfahrtsweite im Lichten wenigstens 100 Meter zu betragen, und es darf auf mindestens 42 Meter Länge kein Teil der Konstruktion unter + 17,0 K. P. herabgehen.

- e) Die Höhenlage des tiefsten Punktes der Konstruktionsunterkante über den beiderseitigen Werftvorderkanten muss mindestens 6,8 Meter über dem höchsten schiffbaren Wasserstande von + 7,8 Meter K. P. betragen, die betreffende Cote entwickelt sich also zu $6,8 + 7,8 = + 14,6$ Meter K. P.
- f) Für den freien Durchfluss des Hochwassers bei + 9,52 K. P. müssen 4150 qm vorhanden sein.
- g) Der Nullpunkt des Kölner Pegels entspricht einem Punkte + 35,932 N. N.

B. I a. Allgemeine Beschreibung des Bauwerks.

Lage der Brücke.

Die Lage der Brücke entspricht der Forderung 1 der Kölner Vorschriften, kann jedoch an dieser Stelle unerörtert bleiben, da sie auf die Konstruktion des Bauwerks ohne Einfluss ist.

Austeilung der Oeffnungen.

Um die Schifffahrt möglichst wenig zu beeinträchtigen und zur Erzielung eines monumentalen, der Stadt Köln würdigen Bauwerks, das einigermassen mit der stattlichen Umgebung wetteifern kann und sich dem grossartigen Stadtbilde harmonisch einfügt, entschlossen wir uns für einen Ueberbau mit 3 Oeffnungen, einer grossen Mittelöffnung von 220 Meter und zwei kleineren Seitenöffnungen von je 110 Meter Stützweite, durch welche Anordnung sämtliche Vorschriften gleichzeitig am Besten erfüllt wurden. Für den freien Durchfluss des Hochwassers bei + 9,52 K. P. verbleiben 4170 qm, also 20 qm mehr als vorgeschrieben, wobei die Lichtweiten der Mittelöffnung zu 215 Meter, die der Seitenöffnungen zu je 106,5 Meter angenommen sind. Infolge einer ziemlich kräftigen Ueberhöhung der Brückentafel,

welche zu beiden Seiten mit 1:35 beginnt, wurde auch den Schiffahrtsverhältnissen und den Anforderungen für den Werftverkehr in ausreichender Weise Rechnung getragen, ohne dass die Werftflächen Einschränkung zu erleiden hatten.

Für die eisernen Ueberbauten drängte sich im vorliegenden Falle der Hängebrücken-Typus auf, und zwar nicht nur wegen der ungewöhnlichen Weite der Mittelöffnung, sondern auch aus schönheitlichen Gründen.

Eine Hängebrücke, namentlich in der von uns gewählten Anordnung, zerschneidet nicht nur am wenigsten das Stadtbild, sondern gewährt auch freien Ausblick nach allen Seiten von der Brücke selbst aus. Die Wirkung der Brücke im Stadtbild giebt das Titelbild S. III (Nachbildung der von uns eingereichten Aquarelle) am besten wieder.

Das Tragkabel bzw. die Tragkette.

Das tragende Hauptglied des Hängewerkes kann ein Stahldrahtkabel oder eine Gliederkette sein, ohne dass das äussere Aussehen des Bauwerks dadurch merklich verschieden wird. Im ausgestellten Modell ist die Lösung für die Kettenkonstruktion gegeben; wir haben jedoch in unserem Entwurf auch eine Lösung für die Anwendung von Stahldrahtkabeln durchgeführt, weil beide ihre Vorzüge und Nachteile haben und die Ansichten darüber in technischen Kreisen noch getheilt sind. Im Uebrigen erschien uns eine unbefangene vergleichende Bearbeitung beider Konstruktionsarten von allgemeinem Interesse und deshalb der hierdurch erfolgenden Veröffentlichung wert.

Das Stahldrahtkabel hat den unbestreitbaren Vorteil grosser Festigkeit und entsprechend geringen Gewichts; dem gegenüber werden als Nachteile geltend gemacht die vermeintlich schwierige Montage und die Unmöglichkeit einer ständigen Besichtigung und Ueberwachung der versteckt liegenden Drähte.

Das von der Firma Felten & Guillaume in Mülheim a. Rh. für den vorliegenden Fall vorgeschlagene Kabel, bestehend aus 19 in der Werkstatt fix und fertig gestellten Einzelseilen, würde sich nicht nur einfach montiren lassen, sondern dank seiner Herstellungsweise auch grosse Gewähr gegen Eindringen von Feuchtigkeit und damit verbundener Zerstörung durch Rost bieten. —

Die aus einzelnen Augenstäben bestehende **Kette** hat den Vorteil, dass sie leichter im Anstrich gehalten und in allen Teilen besichtigt werden kann; dem steht gegenüber das grosse Eigengewicht und der Einfluss desselben auf die Pylonen, Pfeiler und Verankerungen. Das grössere Volumen der Kette gegenüber dem Kabel mit seinem fürs Auge fast verschwindenden Dickenmassen kann unsrerseits als Nachteil kaum betrachtet werden. Die Montage der Kette ist einfach. Zur Zeit der Bearbeitung des vorliegenden Entwurfes stellten sich die **Gesamtkosten** der Brücke in Kabel- oder Kettenkonstruktion fast gleich; die finanzielle Frage scheidet sonach, als der Konjunktur unterworfen, aus.

Der vorstehend gegebene Vergleich spricht weder für das Kabel, noch für die Kette entscheidend genug, um ohne Weiteres das Eine vor dem Andern bevorzugen zu können, namentlich wenn die Gesamterstellungskosten, wie im vorliegenden Falle, sich gleichstellen. Wir bearbeiteten deshalb mit gleicher Gewissenhaftigkeit beide Fälle und zwar um so lieber, als unsere von vornherein gefasste Absicht, das tragende Hauptglied als Obergurt der Versteifungsträger zu verwenden, sich gleich gut beim Kabel wie bei der Kette verwirklichen lässt, wie aus dem Nachfolgenden hervorgehen wird.

Die Hauptträger der Ueberbauten.

Gleichviel, ob das tragende Hauptglied der Brücke als Kette oder Kabel konstruiert wird, in beiden Fällen erhält das Bauwerk die in Abb. 1 Seite 11 dargestellte Anordnung.

Die Kette bzw. das Kabel ist in den Widerlagspfeilern verankert und mit den Pylonenspitzen fest verbunden. Die Pylonen pendeln um ihre Fusspunkte. Die Versteifungsträger für die drei Oeffnungen sind nicht durchlaufend, sondern getrennt; sie hängen nur in zwei Punkten, den Pylonenspitzen, durch die Kette bzw. das Kabel gelenkartig zusammen, welche gleichzeitig ihre Obergurte bilden. Die Endvertikalen der Versteifungsträger bei den Pylonen, welche theoretisch vorhanden gedacht sind, sind in Wirklichkeit nicht zur Ausführung gekommen; an ihre Stelle tritt, dank einer eigentümlichen Ausbildung der unteren Lagerung der Versteifungsträger in den Pylonen, ein Teil der letzteren selbst. (Vgl. Abb. 10 Seite 19.)

Die Ketten- bzw. Kabelebenen sind parallel und lotrecht angenommen; dementsprechend liegen auch die Ebenen der Versteifungsträger parallel zu einander und zwar in einer Achsentfernung von 12 m (Abb. 2—4 S. 12 u. 13). Die Versteifungsträger sind ausserdem tunlichst niedrig gehalten und zur Ermöglichung ungehinderten Querverkehrs hochgelegt, sodass sie mit den Tragketten bzw. Kabeln ein Ganzes bilden.

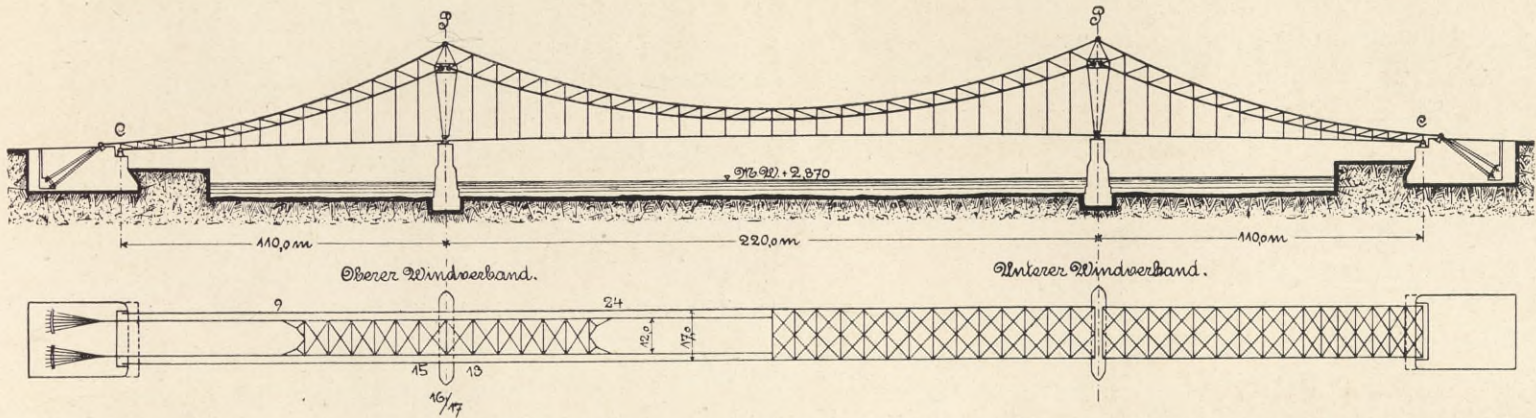


Abb. 1. Schematische Darstellung der Hauptträger und Verbände.

Der **untere Windverband** (Abb. 1) liegt unter der Fahrbahntafel und ist bei den Strompfeilern nicht durchlaufend. Er hat vierfaches auf Zug und Druck berechnetes Diagonalsystem und benutzt zwecks Erzielung der grösstmöglichen Höhe von 17 m (rd. $\frac{1}{13}$ der Stützweite) als Gurtungen die unteren Gurtungen der gitterförmigen Geländerträger.

Der **obere Windverband** (Abb. 1), den wir weder bei der Kabel- noch bei der Kettenkonstruktion glaubten entbehren zu können, besteht aus zwei in den Kabel- oder Kettenflächen liegenden Teilen, von denen jeder sich auf die Pylonen stützt und sich auslegerartig gleichweit über je 7 Felder in die Seiten- und Mittelöffnung hinein erstreckt bis zu den Knotenpunkten 9 bzw. 24. In den Seitenöffnungen bleiben die ersten 9, in der Mittelöffnung die mittleren 14 Felder unverbunden, wodurch diesem Verbands das Drückende benommen wird.

Die oberen Verbände nehmen durch Vermittelung von Querverbindungen den gesamten Winddruck auf, der auf die Kette (das Kabel) und die entsprechenden Teile der Versteifungsträger entfällt. In den Endfeldern der Seitenöffnungen und den Mittelfeldern der Mittelöffnung wird der auf genannte Teile entfallende Winddruck von den daselbst kürzer und widerstandsfähiger gewordenen Vertikalen der Versteifungsträger und deren Verlängerungen (den Hängebändern) auf den unteren Windverband übertragen (vgl. Abb. 2 S. 12). Die Höhe der oberen Windträger ist 12 m oder gleich der Achsentfernung der Hängewerksebenen.

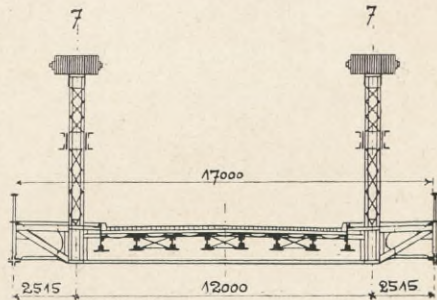


Abb. 2. Querschnitt, offener.

Anordnung der Fahrbahntafel.

Zur Berücksichtigung der unvermeidlichen Einengungen durch die Hängeglieder der Fahrbahntafel ist letztere zwischen den Geländern 17 m breit gemacht worden, sodass mit Sicherheit überall die vorgeschriebene Nutzbreite von 16 m verbleibt; von der Gesamtbreite entfallen 9,6 m auf die Fahrstrasse und je 3,7 m auf die Fusswege. Die Fahrstrasse ist sonach vier-spurig. (Abb. 4 S. 13.)

Die **Hauptquerträger** liegen i. A. in 7,75 m Entfernung; nur an den Enden der Seitenöffnungen rücken sie zwischen 0—7 auf 5,82 m, zwischen

7—9 auf 6,755 m zusammen, um allzuflache Diagonalen in den Versteifungsträgern zu vermeiden. Die Endquerträger über den Strompfeilern liegen 3 m von einander entfernt.

Die Hauptquerträger sind mit den Hängebändern fest vernietet. Eine Verbindung durch Gelenkbolzen, wie sie bei der von uns ausgeführten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms angewandt wurde, hielten wir hier nicht für notwendig, weil bei Strassenbrücken der Verkehrsstrom sich gleichmässiger auf die ganze Brückentafel verteilt und deshalb ungleichmässige Durchbiegungen der Hauptträger weniger zu befürchten sind, wie bei jener zweigleisigen Brücke. Im Uebrigen ist, dank der Hochlage der Versteifungsträger, die Fahrbahntafel gegenüber der Haupttragkonstruktion eine vollkommen „freischwebende“, wenn auch in der Durchbildung etwas verschieden von denjenigen Anordnungen, die wir durch unsere Entwürfe für die Rheinbrücke bei Bonn-Beuel (Zeitschr. d.

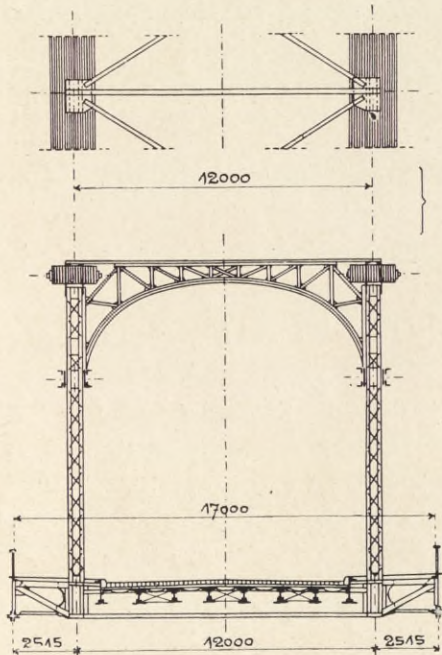


Abb. 3. Querschnitt in 10 und 23.

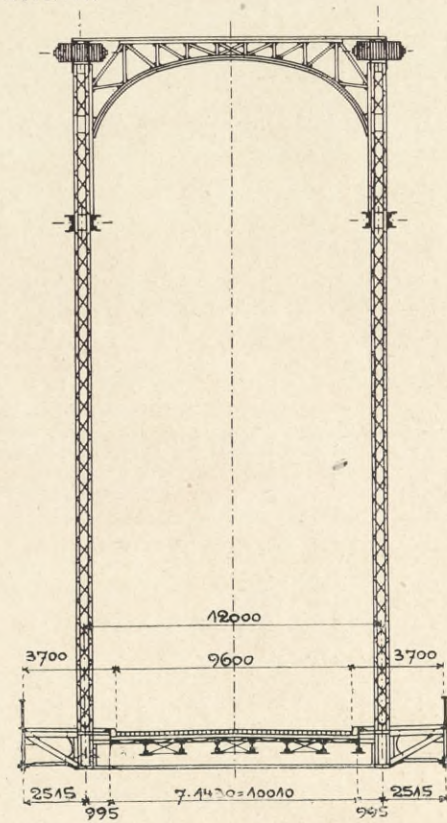


Abb. 4. Querschnitt in 15 und 18.

Vereins deutscher Ingenieure 1895 No. 18) und für die Elbebrücke bei Harburg-Wilhelmsburg zuerst vorschlugen und bei der Rheinbrücke bei Worms (Zeitschr. d. Vereins Deutscher Ingenieure 1900 No. 48) und der Moselbrücke bei Trarbach (Glasers Annalen 1900 No. 557 und 558) zuerst in die Praxis einführten.

Zwischen die Hauptquerträger sind 10 Züge **Längsträger** eingeschaltet, 6 mittlere für die eigentliche Fahrstrasse, und je 2 unter den Bordsteinen und Geländern. Die mittleren 6 Längsträger liegen mit den Hauptquerträgern oben bündig und bilden Gefache, die mit Buckelblechen zur Aufnahme der Bestrassung überdeckt sind. Zwischen den Bordstein- und Geländerträgern sind in allen Feldern je 2 sekundäre Querträgerchen eingeschaltet, welche in Gemeinschaft mit den konsolartig verlängerten Hauptquerträgern die längsliegenden Zoreisen als Unterbelag für die Fusswege tragen. (Abb. 2—4 S. 12 und 13.)

Die 6 mittleren Fahrbahnlängsträger sind ferner in jedem Felde zweimal durch Querverbindungen paarweise versteift.

Die Fahrstrasse ist mit 130 mm hohen Holzstöckeln gepflastert, die auf eine mit Cementmörtel abgegliche Beton-schicht von 80 mm geringster Dicke gesetzt sind. Die Bordsteine sind aus Granit oder Basalt; in dieselben sind guss-eiserne Wasserabflüsse eingebunden. Die Fusswege sind über einer Betonschicht von 50 mm geringster Dicke 20 mm stark asphaltirt.

Ueber den Stropfeilern ist die Fahrbahntafel mit geeigneten Dilatationsvorrichtungen versehen. Ebendasselbst, wie auch bei den Widerlagern, sind die Fusswege etwas verbreitert, um die Einschränkungen, welche dieselben durch die Pylonenkonstruktion oder die Kette erfahren, zu ersetzen.

Die unteren Windverbände schliessen in allen drei Oeffnungen beiderseits mit den Endquerträgern als Endpfosten ab; letztere sind auf den Pfeilern derart gelagert und verankert, dass die Längsbeweglichkeit der Fahrbahntafel nicht beinträchtigt wird.

Die Pylonen.

Die Pylonen sind in Eisenkonstruktionen gedacht und an ihren oberen Punkten fest mit Kabel oder Kette verbunden. Infolgedessen sind die Pylonen in voller Höhe als Pendel konstruiert, welche den Vorteil grosser Nachgiebigkeit bei ungleichmässiger Belastung der Brücke besitzen und deshalb zu Nebenspannungen wenig Anlass geben. (Abb. 10, 15 u. 34 S. 19, 26 u. 42.)

Im Falle der Anwendung des Kabels wird dasselbe über die Pylonen in flacher Krümmung hinweg geführt und daselbst durch entsprechende Lagerkonstruktionen festgeklemmt; im Falle der Anwendung der Kette wird der mit der Pylonenspitze zusammenfallende Knotenpunkt 16/17 in 2 Gelenkpunkte aufgelöst (vergl. Abb. 10 und S. 19).

In beiden Fällen ist die grosse Höhe für das Pylonenpendel von Vorteil, weil dasselbe selbst bei den grössten in Frage kommenden Bewegungen nur verschwindend wenig aus seiner lotrechten Lage ausschlagen wird. Verschwindend klein sind also auch die Abwickelungswege des Kabels, wie die Drehung der Kettenglieder um die Gelenkbolzen, wenn man von einer solchen überhaupt sprechen kann. Gemauerte Pylonen mit den dann unvermeidlichen Rollenlagern für Kette oder Kabel würden in dieser Beziehung weit grössere Schwierigkeiten verursachen. Die Fusslager der Pylonen sind selbstverständlich Wälzlager (vgl. Abb. 17. S. 26).

Die eigentliche Eisenkonstruktion der Pendel ist in geschmackvoller Weise ummantelt gedacht, sodass der Pfeiler mit den Pylonen eine einheitliche architektonische Wirkung hervorbringt. Der Raum zwischen Mantel und Pylone ist weit und bequem genug, dass alle Teile mittels Treppen oder Leitern zugänglich gemacht und unter Anstrich und ständiger Aufsicht gehalten werden können.

B. Ib. Beschreibung einiger wichtiger Einzelheiten.

Zur Beurteilung der Ausführbarkeit unseres Entwurfes mögen folgende Ausführungen dienen; dieselben beziehen sich nur auf wichtigere Teile und nicht auf solche, welche den üblichen Konstruktionsgepflogenheiten entsprechen, oder ohne Weiteres aus den Abbildungen hervorgehen.

Die Kette. (Abb. 5—7.)

Für den Fall, dass das tragende Hauptglied des Hängewerkes als Kette konstruiert wird, soll dieselbe aus ungeschweisst geschmiedeten oder aus Blech ausgeschnittenen Augenstäben zusammengesetzt werden. Als Material dafür

ist in erster Linie Siemens-Martin-Flusseisen von 50—60 kg/qmm Festigkeit und 18% Dehnung in Aussicht genommen. Nickelstahl von 70—80 kg/qmm Festigkeit und 15% Dehnung kam z. Z. der Entwurfsbearbeitung weniger in Frage, weil dessen höherer Preis durch entsprechende Gewichtersparnisse nicht ausgeglichen wurde. Beim Vergleich wurde dabei angenommen, dass in diesem Falle beide Materialien bis zur Hälfte der Elastizitätsgrenze, also Siemens-Martinstahl bis zu 13 kg, Nickelstahl bis zu 18 kg pro qmm, angestrengt werden dürften. Die Kettengewichte würden sich also wie 18 : 13 verhalten haben; die damaligen Preise verhielten sich jedoch etwa wie 3 : 1, als wesentlich ungünstiger.

Die Form und die Abmessungen der Augen sind von der Gesellschaft Harkort im Interesse des Gelenkbrückenbaues

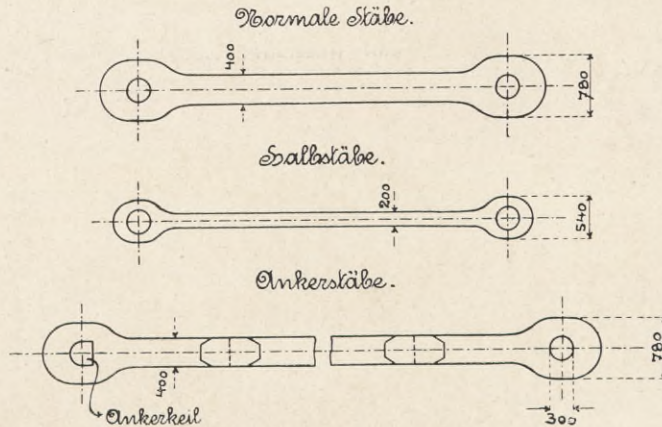


Abb. 5—7. Kettenglieder.

schon früher durch praktische Versuche festgestellt worden; mit Rücksicht auf das in diesem Falle zu verwendende S. M. Material wurden die Versuche noch einmal wiederholt.

Die Kette gestattet Querschnittsabstufungen, wie solche durch die verschiedene Neigung der Glieder und die Benutzung derselben als Obergurt des Versteifungsträgers bedingt sind. Dem entsprechend wechselt die Zahl, Dicke und Breite der Kettenstäbe gemäss Tabelle auf S. 50. Zwecks Erzielung einer symmetrischen Anordnung der Kettenglieder und zur Vereinfachung der Konstruktion ist die Zahl der Stäbe in jedem Felde eine gerade. Bis auf die verhältnismässig wenigen Ausgleichsstäbe sind die Kettenglieder 400 mm breit und 25 mm dick. Erstere sind meist ebenfalls 400 mm breit, schwanken aber in der Dicke von 26—22 mm; ferner kommen noch sogenannte Halbstäbe vor von 200 mm (also halber) Breite und 22—26 mm Dicke. Die Stäbe gleicher Breite haben gleiche, die Halbstäbe entsprechend kleinere Augen; letztere sind stets nur in den äussersten Lagen vertreten.

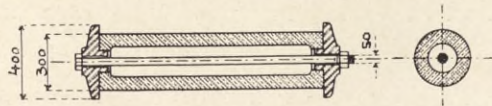


Abb. 8. Gelenkbolzen.

Zur Verbindung der Kettenglieder unter einander und mit den Lagern dienen hohle, gegossene oder gepresste Gelenkbolzen aus bestem S. M. Stahl von 300 mm äusserem Durchmesser. (Abb. 8.)

Die Aushöhlung soll nicht nur eine Gewichtersparnis bewirken, sondern auch eine Gewähr für tadelloses Material bieten. Gusseiserne Vorlegescheiben, welche mittels durchlaufender Schrauben vor die Stirnflächen der Hohlbolzen gepresst werden, sichern die Lage der einzelnen Kettenglieder. Die glatte äussere Form der Gelenkbolzen erleichtert die Montage der Kette, indem die einzelnen Glieder von beiden Seiten einfach auf die Bolzen geschoben werden können.

Die Anschlüsse der Vertikalen und Diagonalen der zweiwandigen Versteifungsträger, für welche die Kette den Obergurt bildet, erfolgt durch je 2 Anschlussbleche, die, wie jedes Kettenglied, auf die Gelenkbolzen aufgereiht sind, (Abb. 9.) Diese Anschlussbleche sitzen auf dem Bolzen in einer stets gleichbleibenden Entfernung von 600 mm, sodass

sie 12 Kettenglieder, d. i. gemittelt die Hälfte des gesammten Querschnittes, zwischen sich fassen, während der Rest in Form von je 6 Kettengliedern ausserhalb derselben angeordnet ist. Der Anschluss der Füllungsglieder des Versteifungsträgers an den Obergurt — die Kette — erfolgt also möglichst centrisch.

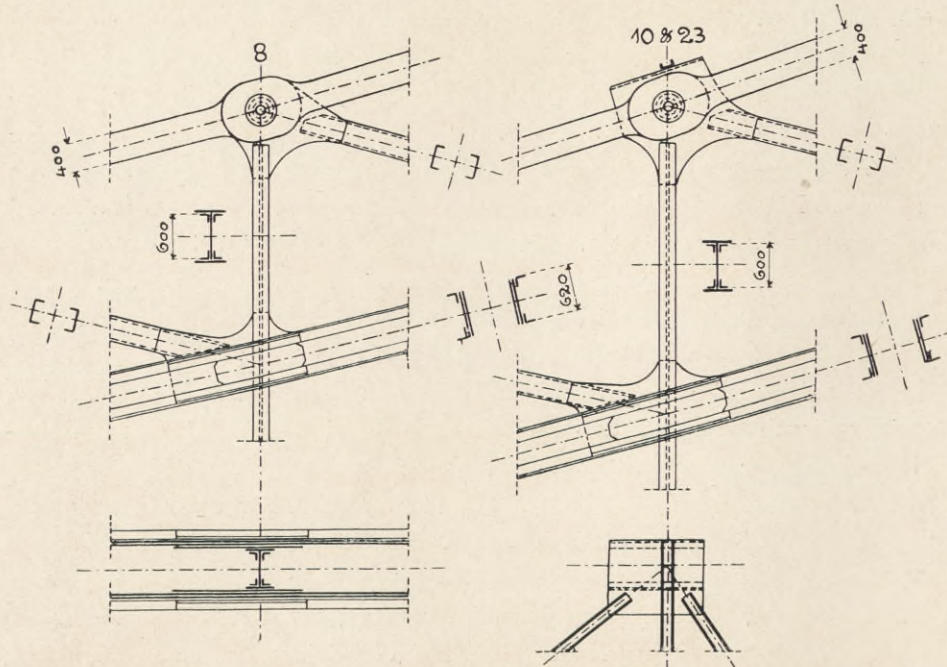


Abb. 9. Knotenpunkte für die Kettenconstruction.

Immerhin mussten in Folge dieser Anordnung die Kettenbolzen nicht nur auf Leibungsdruck und Abscheren, sondern auch auf Biegung berechnet werden.

Die Kettenknoten sind aber auch noch in den Punkten 9—24 in horizontaler Richtung zu Anschlusspunkten für die oberen Windverbände auszubilden, für welche die Kette ebenfalls als Gurtung wirkt. Die konstruktive Lösung geht aus Abb. 9 (Punkt 10 u. 23) hervor. Bemerkt sei, dass es sich hier nur um kleine Kräfte handelt.

*

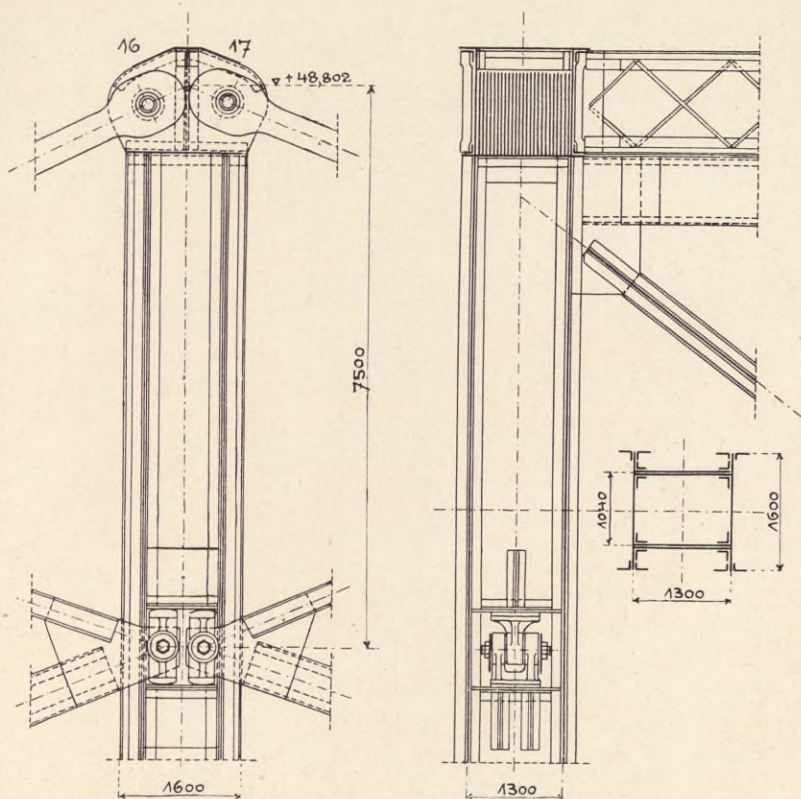


Abb. 10. Kettenlager und Lager des Versteifungs-Trägers auf den Pylonen.

Das Kettenlager auf den Pylonen (Abb. 10) ist ganz aus Walzeisen hergestellt und besteht im Wesentlichen aus einem aus Blechen zusammengesetzten Rippenkörper, in dessen entsprechend weite Lücken die Kettenglieder beiderseitig eingreifen und durch Gelenkbolzen nach Abb. 8 festgehalten werden. Aus konstruktiven Gründen und mit Rücksicht auf die wünschenswerthe Symmetrie der Kettenanordnung wurden hier statt des theoretisch angenommenen einen Bolzens, deren zwei zur Ausführung angenommen.

Die einzelnen Platten des Rippenlagers haben dieselbe Dicke wie die angreifenden Kettenglieder. Ihr gegenseitiger Abstand wird durch Zwischenlagen und durchgehende Schrauben gesichert. Ausserdem ist das Lager durch eine obere Platte abgedeckt, welche Schutz gegen Regenwasser bietet und gleichzeitig als Anschlussblech für den oberen Windverband dient. Die beiden Kettenlager ein und derselben Pylone sind schliesslich noch durch einen Gitterträger mit einander verbunden, welcher gleichzeitig die mittlere Vertikale des von dort aus nach beiden Seiten auskragenden oberen Windverbands darstellt.

Das Kettenlager auf den Widerlags-(Anker-)Pfeilern. (Abb. 11.)

Dasselbe dient zur Stützung der Kette an der Ablenkungsstelle und ist nach denselben Grundsätzen konstruiert wie das Pylonen-Kettenlager. Die einzelnen Schilder sind auf einer schmiedeeisernen Druckplatte montiert, die mit den äussersten Platten durch Winkeleisen verbunden ist. Auch hier ist eine Abdeckplatte vorgesehen, die zum Schutz gegen Wasser bis ins Mauerwerk hineinreicht und in Verbindung mit seitlichen Absteifungen, Zwischenlagen und durchgehenden Verbindungsschrauben das Ganze gegen Umkippen sichert.

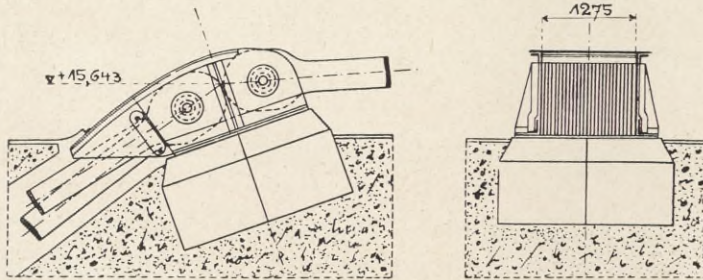


Abb. 11. Kettenlager auf dem Ankerpfeiler.

Die Verankerung der Kette.

Wie aus Abb. 12 u. 13 hervorgeht, sind die Kettenglieder, welche die Verankerung bilden, hinter dem Lager (Abb. 11) zur Gewinnung genügender Anlageflächen für die Ankerplatten nach unten gespreizt. Die Spreizung erfolgt sowohl in vertikalem wie horizontalem Sinne und führt zur Anwendung zweier übereinander liegender Reihen von Ankerplatten. Dicht hinter dem Lager beim Beginn der Spreizung sind durch Schrauben zusammengehaltene Schellen (Traversen) angebracht, welche die seitlichen Kräfte aufnehmen.

Jeder Ankerstab, der oben ein normales, unten ein abnormales Auge aufweist, Abb. 7 S. 16, ist durch eine besondere Platte verankert vermittelst eines Keiles, der sich gegen dieselbe legt und etwas nachgetrieben werden kann.

Sämtliche Ankerplatten liegen in zwei Reihen dicht neben und über einander und sind so bemessen, dass das Mauerwerk allein die gesamte Ankerkraft aufnehmen kann. Nur zur Erleichterung der Aufstellung sind diese Ankerplatten noch auf zwei gebogenen Kastenträgern montiert, welche mit Beton gefüllt und mit Cement vergossen werden, sodass sie vollkommen im Mauerwerk eingebettet sind. Diese Träger haben also nur einen vorübergehenden Zweck und sind demgemäss so bemessen, dass sie nur den Zug aus dem Eigengewicht der Kette aufnehmen. Bei der fertig montirten

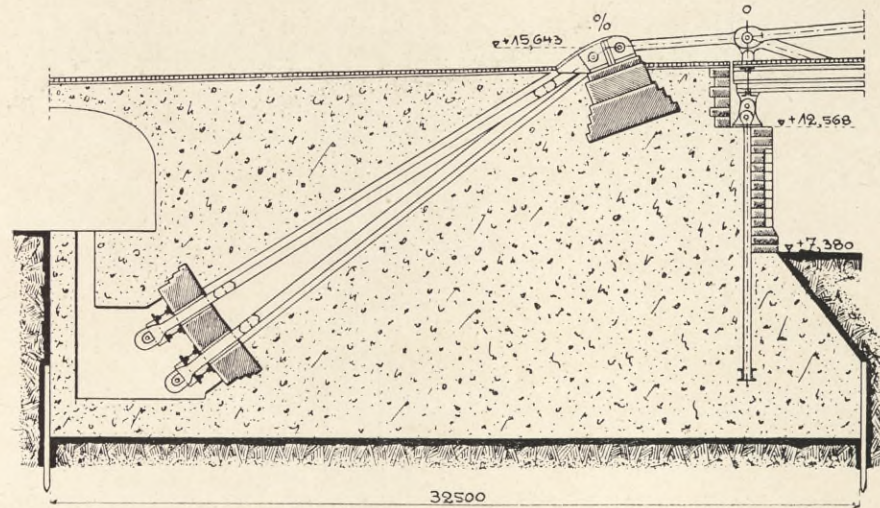


Abb. 12. Verankerung der Kette in den Widerlagern.

und belasteten Brücke soll der Ankerzug direkt vom Mauerwerk aufgenommen werden. Es besteht übrigens die Absicht, alle Schächte und Räume, welche während der Montage der Ketten die Ankerstellen zugänglich machen, später auszumauern, sodass der ganze Ankerpfeiler als einheitliches Ganzes zu betrachten ist. Auf diese Weise glauben wir die Anker gegen Rost am sichersten zu schützen. Selbstredend sind auch die Ankerkanäle mit Mauerwerk, am besten aus Klinkern, auszusetzen, durch deren teilweisen Ausbruch von oben her auch der Zustand der Ketten von Zeit zu Zeit und ohne grosse Kosten nachgesehen werden könnte. Wir halten die Gefährdung der Ketten durch Wasser von unten her über-

haupt nicht für gross, weil die Luft durch das starke Mauerwerk abgehalten wird; zur Sicherheit haben wir trotzdem die

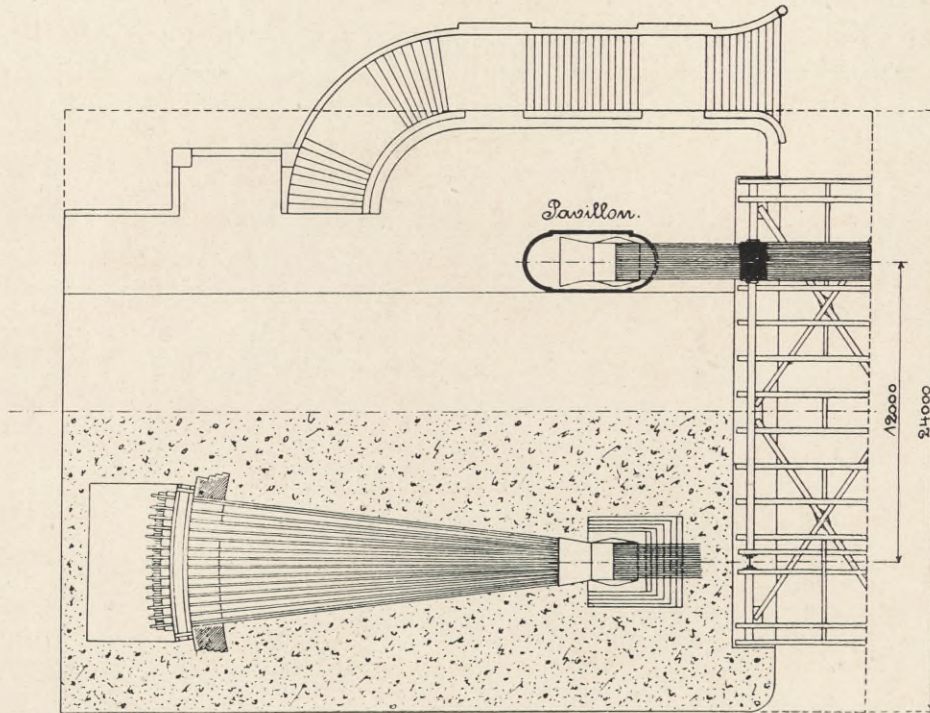


Abb. 13. Verankerung der Ketten in den Widerlagern.

zur Sicherheit haben wir trotzdem die Ankerplatten über Mittelwasser gelegt. Schlimmer ist das von oben zu befürchtende Tagewasser, dessen Eintritt verhindert werden muss. Aus diesem Grunde reicht auch die Abdeckplatte des Lagers (Abb. 11) bis in die Abdeckschicht des Ankerpfeilers hinein und soll durch Asphalt oder Blei besonders sorgfältig gedichtet werden. Ausserdem ist der Ketteneinlauf in die Pfeiler durch einen kleinen Pavillon überdeckt, dessen Flur eine Stufe höher liegt, als die Pfeilerabdeckung. Sonach ist auch der Eintritt von Regenwasser unmöglich gemacht. Schliesslich sind die Ankerstäbe weit weniger angestrengt wie die normale Kette, sodass geringe Rostbildungen unschädlich sein würden. Das Ausmauern der Kettenkanäle soll erst nach vollständig betriebfähiger Fertigstellung der

Brücke erfolgen, um von den auf die Lösung der Adhäsion zwischen Eisen und Mauerwerk hinwirkenden Dehnungen der Ankerketten den Anteil der ständigen Last (bis zu 70 %/o der Gesamtlast) auszuschalten.

Die Lager der Versteifungsträger in den Pylonen. (Abb. 10 S. 19).

Wie schon bei der allgemeinen Beschreibung erwähnt, sind die Endpfosten der Versteifungsträger bei den Pylonen zwar theoretisch vorhanden gedacht, aber in Wirklichkeit nicht ausgeführt worden; an deren Stelle tritt vielmehr der zwischen x und y liegende obere Abschnitt der Pylone (Abb. 14). Es war deshalb nötig, die Lager bei y nach oben und unten unverschieblich zu gestalten.

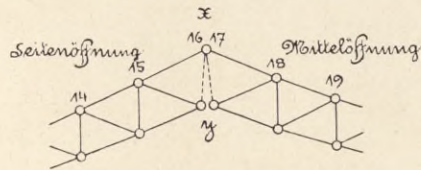


Abb. 14.

In der Trägerebene mussten ferner diese Lager beweglich, senkrecht dazu unverschieblich konstruiert sein. Nach Abb. 10 S. 19 besteht das Lager aus zwei nach unten und oben gerichteten Pendeln, deren Augen gabelförmig in einandergreifen und mit einem gemeinsamen Drehzapfen verbunden sind. Dieser Zapfen sitzt in den Vertikalplatten des Endknotenpunktes des Versteifungsträgers, welche die Pendel

seitlich umfassen. Die Pendel stützen sich mit ihren Wälzflächen schliessend gegen Platten, welche in einer kastenförmigen Aussparung der Pylone oben und unten angebracht sind. Zur Sicherung der Pendelstellung gegenüber den Wälzplatten sind die Pendel mit evolventisch abgedrehten Zapfen versehen, welche in entsprechende Vertiefungen dieser Platten eingreifen. In dieser Konstruktion ist das Lager geeignet, positive und negative Auflagerdrücke aufzunehmen, Längsbeweglichkeit zu gestatten und Querbeweglichkeit zu verhindern, wie es die Verhältnisse verlangen.

Die Auflager der Versteifungsträger auf den Widerlagern (Ankerpfeilern).

Auch diese Lager haben positive und negative Auflagerdrücke zu übertragen und müssen eine gewisse, allerdings nur sehr kleine Längsbeweglichkeit zulassen. Sie haben ferner die Aufgabe, den horizontalen Auflagerdruck des unteren

Windverbandes der Seitenöffnungen in den Pfeiler zu übertragen. Wegen der negativen Auflagerkräfte ist eine Verankerung der Lager notwendig.

Das Lager besteht nach Abb. 15 und 16 aus einem Oberteil aus Gussstahl, welches am Untergurt des Ver-

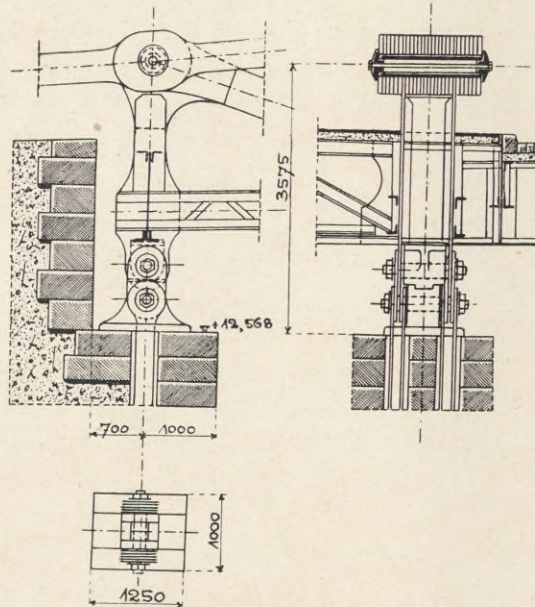


Abb. 15. Auflager der Versteifungsträger auf den Widerlagern.

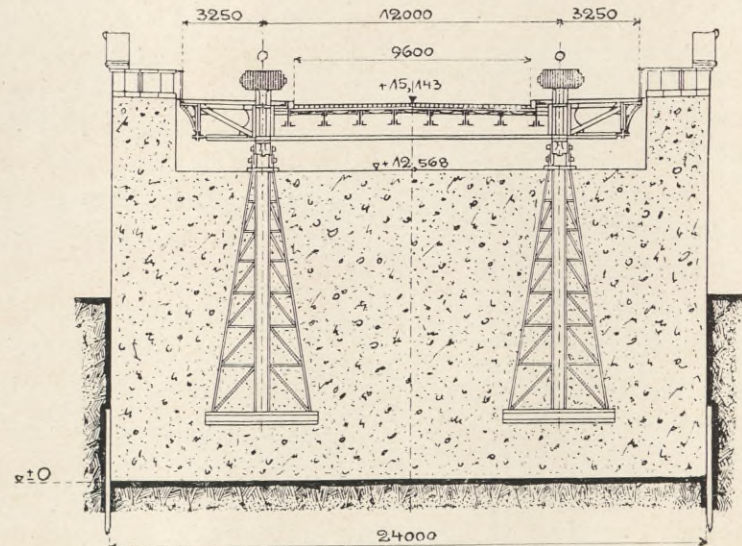


Abb. 16. Verankerung der Versteifungsträger auf den Widerlagern.

stiefungsträgers angeheftet und zwischen die nach unten augenförmig verlängerten Knotenbleche eingesetzt ist. Dieser Oberteil stützt sich auf einen Unterteil, ebenfalls aus Gussstahl, welcher die nach unten gerichteten Kräfte auf den Pfeiler überträgt. Beide Teile können in der Längsrichtung über einander schleifen, liegen aber seitlich, weil sie mit Nut in einander greifen, fest zu einander. Sie gestatten also Längsbeweglichkeit und sind doch befähigt, den seitlichen Winddruck aufzunehmen.

Für die nach oben gerichteten Kräfte müssen Ober- und Unterteil unter einander, sowie beide mit dem Versteifungsträger und dem Ankermauerwerk verbunden sein.

Die Verbindung des Oberteils mit dem Versteifungsträger erfolgt durch den oberen Gelenkbolzen (Abb. 15), welcher durch das Lagerstück und die Knotenbleche des Trägers hindurchgeht; die Verbindung der beiden Lagerteile unter einander bewirken vier kurze Augenstäbe (zugleich Passstücke), welche den schon genannten oberen Gelenkbolzen und einen zweiten unteren umfassen, der das untere Lagerstück durchdringt; die Verbindung schliesslich mit dem Pfeilermauerwerk erfolgt durch vier Ankerflacheisen, welche am unteren Gelenkbolzen angreifen und sich nach unten ins Mauerwerk fortsetzen, wo sie zwecks leichterer Aufstellung durch Querverbindungen ausgesteift und soweit seitlich gespreizt sind, sodass sie mit Sicherheit das nötige Ankermauerwerk fassen können (Abb. 16). Die Längsbeweglichkeit des Lagers braucht nur sehr klein zu sein, sodass anzunehmen ist, dass die vier die beiden Lagerteile verbindenden kurzen Augenstäbe diese kleinen Verschiebungen schon in Folge der in der Praxis unvermeidlichen Unterschiede zwischen Bolzen- und Lochdurchmesser ohne Weiteres zulassen.

Die Pylonenlager. (Abb. 17.)

Jedes der zwei Lager besteht nach Abb. 17 aus einem Oberteil aus Gussstahl, einem Zwischenstück aus Schmiedestahl und einem Unterteil aus Gusseisen. Letzteres Stück erhält

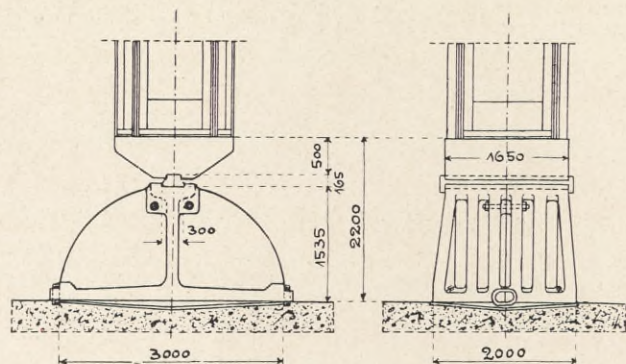


Abb. 17. Pylonenlager.

so grosse Abmessungen, dass es sich schwer giessen, transportiren und montiren lässt. Aus diesen Gründen besteht es aus zwei Teilen, welche mit einander verbunden sind, und zwar oben in der Druckregion durch Schrauben, unten in der Zugregion durch Schrumpfringe. Die Teilung des Unterlagers erfolgt in der Längsrichtung, wo sie unschädlich ist, und die beiden Hälften sind an ihren Berührungsflächen gehobelt. Das Zwischenstück aus Schmiedestahl ist nach oben cylinderförmig abgehobelt und bildet den unteren Drehpunkt für je einen Pylonenfuss.

Das Kabel.

Im Falle der Bevorzugung des Kabels vor der Gliederkette, sollte dasselbe nach der Konstruktion der Firma Felten & Guilleaume (Karlswerk) in Mühlheim a. Rhein zur Ausführung kommen. Da diese Konstruktion in Folge der Veröffentlichung von Mehrtens in „Stahl und Eisen“ 1897 No. 20 genügend bekannt sein dürfte, sollen hier nur die für den vorliegenden Fall nötigen Angaben gemacht werden.

Jedes der beiden Kabel ist aus 19 patentverschlossenen Seilen zusammengesetzt, die aus Patent-Gussstahl-Drähten von 132 kg/qmm Festigkeit und 2—3 % Dehnung bestehen. Die Elastizitätsgrenze dieses Materials liegt bei 80 kg/qmm.

Jedes Seil hat 97 mm Durchmesser und einen tragenden Querschnitt von rund 6360 qmm, demnach eine Bruchfestigkeit von $6360 \cdot 132$ oder rund 840 000 kg. Jedes Kabel hat eine Bruchfestigkeit von $19 \cdot 840\,000$ oder $15\,960\,000$ kg. Die grösste vorkommende Kabelspannung beträgt $3\,912\,000$ kg, der Gesamtquerschnitt des Kabels $6360 \cdot 19$ oder $120\,840$ qmm und die Beanspruchung des Materials $32,37$ kg/qmm. Dem entspricht ein Sicherheitsgrad von 4,1. Die Zwischenräume der Drähte im Seile sind mit Mennige gefüllt, womit dieselben bei der Fabrikation behandelt werden.

Im Kabel liegen die Seile parallel zu einander und geben ihm die aus Abb. 18 zu erkennende Querschnittsform; in dieser Form werden die Kabel durch Bündelung, d. i. durch Umwicklung mit weichem Draht zusammengepresst und festgehalten. Die Lücken zwischen den einzelnen Seilen werden durch Einlagen aus gemennigtem Faserstoff ausgefüllt. An den Knotenpunkten, wo noch eine besondere Pressung des Kabels vorgesehen ist, werden die äusseren Lücken durch metallische Einlagen ausgefüllt. Die Bündelung erfolgt im Allgemeinen durch 5 mm-Draht mit quadratischem Querschnitt. Das Kabelgewicht beträgt für den fertigen Zustand 1117 kg/lm.

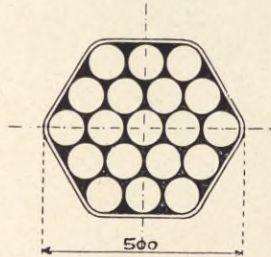


Abb. 18. Kabelquerschnitt.

Zum Zwecke der Verankerung des Kabels in den Widerlagern wird dasselbe hinter dem an der Ablenkungsstelle befindlichen Kabellager wieder in seine einzelnen Seile aufgelöst, und diese, ähnlich wie bei der Kette, nach dem Pfeilerinnern zu gespreizt und dort einzeln verankert. Die Befestigung der Seile in der Verankerung erfolgt durch sogenannte Seilköpfe. Es sind dies konisch ausgedrehte Büchsen aus Stahl von 60 – 65 kg/qmm Festigkeit und mindestens 10% Dehnung. Die verzinnnten Enden der das Seil bildenden Drähte, welche in den gleichfalls verzinnnten Konus der Büchsen hineingreifen, sind in letzteren auseinandergespreizt und mit einer besonderen Metallkomposition vergossen. Der Konus bildet dann mit dem Seil ein festes zusammenhängendes Ganze, eine Verbindung, welche auch dem stärksten Seilzug nicht nachgibt und — nach zahlreichen Versuchen — stärker ist als das Seil selbst. (Abb. 28–30 S. 34.)

Die Montage der Kabel geschieht in folgender Weise:

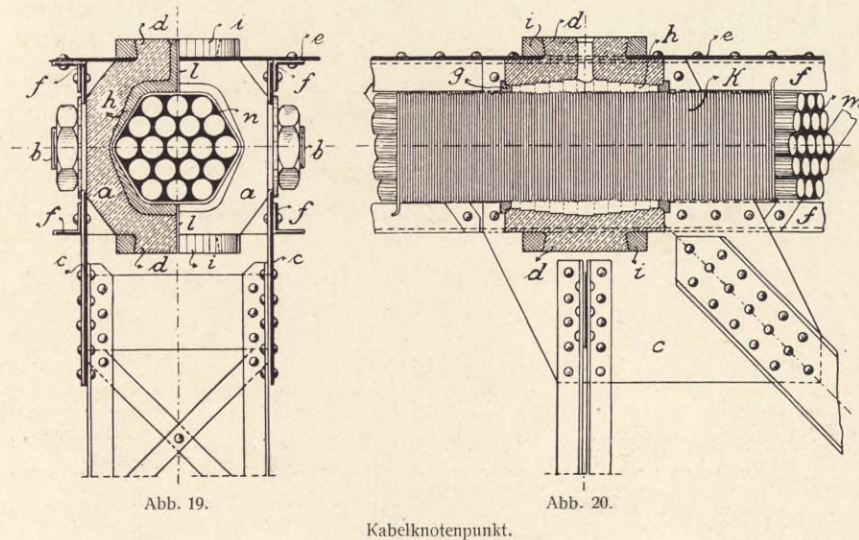
Nachdem von Verankerung zu Verankerung vermittelt zweier über die Pylonen gespannter Hülfskabel ein Montagesteg hergestellt ist, wird das erste Seil über diesen Steg hinweg eingelegt und mit den Seilköpfen in den Verankerungen befestigt. Dieses erste Seil dient als Lehre für alle übrigen und muss deshalb auf den genau berechneten Durchhang gebracht werden. Zu diesem Zweck sind die Seilköpfe mit einem Schraubengewinde versehen, welches zur Anbringung hydraulischer Spannvorrichtungen dient, mittels welcher das Seil angezogen oder nachgelassen werden kann. Alle übrigen Seile werden nach diesem ersten ausgerichtet und durch geeignete Zwingen, welche die Lage der Seile im Kabel sichern mit den vorher gelegten Seilen vorübergehend verbunden. Nachdem auf diese Weise sämtliche Seile gelegt und verbunden sind, beginnt die Bündelung derselben zum fertigen Kabel und zwar von der Mitte aus nach den Thürmen und der Verankerung zu. Kleine Ungleichheiten einzelner Seile werden dabei vermittelt der Hydraulischen Pressen ausgeglichen. Entsprechend den Ungleichheiten der Seillängen bzw. der Stellung der Seilköpfe erhalten letztere Untersätze von verschiedener Höhe, oder es werden die von vornherein gleich hoch gemachten Untersätze durch Zwischenlagen richtig eingestellt. Die Untersätze, welche hier die Stelle der Ankerstühle bei der Kettenkonstruktion ersetzen, sind ebenfalls auf Hülfssträgern montirt, im übrigen aber in Form eines Sechsecks gruppiert entsprechend der Lage jedes Seiles im Kabel (Abb. 29 u. 30 S. 34). Bei der Auflösung des Kabels in seine Einzelseile dicht vor dem Kabellager auf dem Ankerpfeiler ist die Umwicklung besonders kräftig ausgeführt. Mit beendeter Bündelung ist das Kabel fertig für die Verbindung mit den Teilen des Versteifungsträgers, für welchen es, wie früher die Kette, den Obergurt bildet.

Die Ausbildung der Kabel-Knotenpunkte. (Abb. 19—23.)

Im vorliegenden Falle handelt es sich nicht um den Anschluss nur einer Knotenpunktlast an das Kabel, sondern um den Anschluss und die Einführung von Obergurtspannungen in das Kabel, also um weit grössere Kräfte als im ersten

Falle. Die hierfür bisher angewandten Klemmvorrichtungen genügen zu diesem Zwecke nicht, und entwarf deshalb die Gesellschaft Harkort eine neue Verbindung, welche sie sich durch Patent (D. R. P. No. 108 936) schützen liess.

Die Konstruktion ist folgende:



Um das fertig aufgehängte und umwickelte Kabel *k* (Abb. 19 u. 20) wird dort, wo ein Knotenpunkt gebildet werden soll, die zweiteilige Stahlschelle *a* gelegt, versehen mit einer für das Kabel bestimmten Durchgangsöffnung, welche nach jeder Richtung, namentlich aber in der lotrechten Kabelebene, reichlich gross gemacht ist. Jede Hälfte der Stahlschelle *a* hat seitlich einen Zapfenansatz *b*, auf welchen die Anschlussbleche *c* für die Füllungsglieder des Versteifungsträgers schliessend aufgeschoben und durch Gewindemuttern angedrückt werden, und ferner oben und unten symmetrisch zur Kabelebene liegende Halbzapfen *d*, welche sich paarweise zum Vollzapfen ergänzen und später durch Schrumpfringe

zusammengezogen werden. Um die oberen Halbzapfen *d* legen sich unterhalb des Schrumpfringes die Anschlussbleche *e* für den zwischen den Kabeln etwa angeordneten Windverband.

Die Stahlschellen *a* sämtlicher Knotenpunkte sind unter Benutzung der Knotenbleche *c* und *e* durch vier

Winkel f mit einander verbunden, welche, unter Zuhilfenahme von Gitterstäben oder voller Bleche, eine kastenförmige, das Kabel lose umhüllende Hilfsgürtung bilden.

Der ganze Versteifungsträger wird in dieser Form zusammengebaut, ohne noch das Kabel selbst zu fassen, welches in den reichlich grossen Durchgangsöffnungen der Stahlschellen genügend Spielraum hat, sodass kleine Unterschiede zwischen der Kabelkurve und der Kurve der Hilfsgürtung ausgeglichen werden können. Nunmehr erfolgt die eigentliche Verbindung der Stahlschellen mit dem Kabel selbst, wodurch letzteres erst zur Mitwirkung als Obergurt des Versteifungsträgers herangezogen wird.

Um die Lage des Kabels gegenüber den Stahlschellen festzulegen, werden zunächst die Oeffnungen des Spielraumes durch Metallringe g verschlossen, worauf der Spielraum selbst durch die Oeffnung zwischen den oberen Halbzapfen d mit flüssiger Metallkomposition gefüllt wird.

Um eine grössere Haftfähigkeit zwischen Kabel k und Schelle a zu erzielen, namentlich auch, um die inneren Seile des Kabels zur Mitwirkung zu bringen, werden die Schellenhälften durch äussere Kräfte gegen das Kabel gedrückt. Die zum gleichen Zwecke bisher verwendeten Schrauben sind hierbei verlassen worden, weil sich der von ihnen ausgeübte Druck nicht ermitteln lässt. Es sind hierzu die Schrumpfringe i bestimmt, denen man durch geeignete Abmessungen im Querschnitt und durch den Grad der Schrumpfung eine bestimmbare Spannung geben kann. Diese Schrumpfringe werden nach dem Ausguss des Spielraumes aufgezogen. Die Wirkung der Schrumpfringe kann nur voll ausgenutzt werden, wenn man die Dichtungsfüllung zweiteilig herstellt, wie die Schellen a selbst. Es geschieht dies dadurch, dass in die Fugen der letzteren dünne, auch den Ausgussraum teilende Asbestscheiben l eingelegt werden, welche nicht verbrennen, aber durch die Schrumpfringe sich leicht zusammenpressen lassen.

Die maschinelle Bearbeitung der Schellenhälften muss deshalb gemeinsam und zwar unter Anwendung von Blechzwischenlagen erfolgen, deren Dicke mit der Dicke jener Asbesteinlagen übereinstimmt.

Die obenerwähnte Hilfsgurtung *f* (Abb. 21) ermöglicht den Zusammenbau des Versteifungsträgers ohne Rücksicht auf das Kabel und verbindet alle Knotenpunkte derart, dass dieselben mehr oder weniger gemeinsam wirken und die Klemmkraft sich gegenseitig unterstützen. Da alle Klemmvorrichtungen aus praktischen Gründen gleich gemacht werden, ist anzunehmen, dass durch die Hilfsgurtung ein Ausgleich geschaffen wird, indem die weniger ausgenutzten Klemmen den stärker beanspruchten ihren Ueberschuss an Klemmkraft und Haftfähigkeit abtreten.

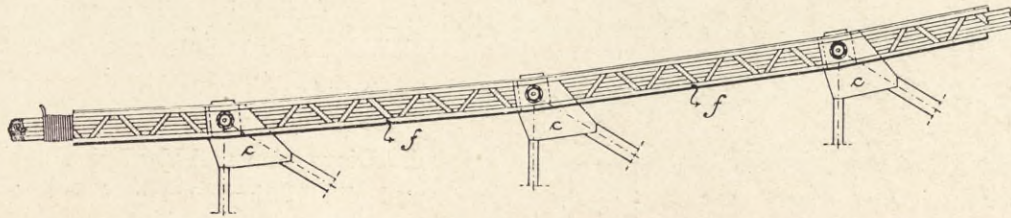


Abb. 21. Hilfsgurtung.

Die vorher beschriebene, in Abb. 19 u. 20 dargestellte Knotenpunktsausbildung kommt dort zur Anwendung, wo die zu übertragenden Kräfte weniger gross sind, also mehr in der Mitte der Versteifungsträger. Nach den Enden zu, wo grössere Spannungsdifferenzen anzuschliessen sind, wird die Verbindung nach Abb. 22 u. 23 verstärkt.

Bei sonst gleicher Anordnung ist hier zwecks Erzielung grösserer Verschiebungswiderstände eine Verdickung des Kabels an den Knotenstellen vorgesehen. Diese ist dadurch bewirkt, dass die äusseren Metallbeilagen *n*, welche sich zwischen den Peripherieseilen und der Umwicklung befinden, doppelt konisch anschwellend geformt sind, sodass nach erfolgter Umwicklung, welche diese Beilagen festhält, eine Anschwellung im Kabel entsteht. Dementsprechend sind auch die Klemmschellen *a* im Innern doppeltkonisch ausgebohrt.

Die Hohlräume *m* zwischen den inneren Seilen des Kabels sind hier, wie auch im ersten Falle, durch Metalleinlagen gleichbleibenden Querschnitts ausgefüllt, sodass alle Seile überall parallel durchlaufen.

Die Hilfsgurtung *f* läuft über die ganze Kabellänge von 0—0' durch und hat, namentlich in der Ausführung als dreiseitig

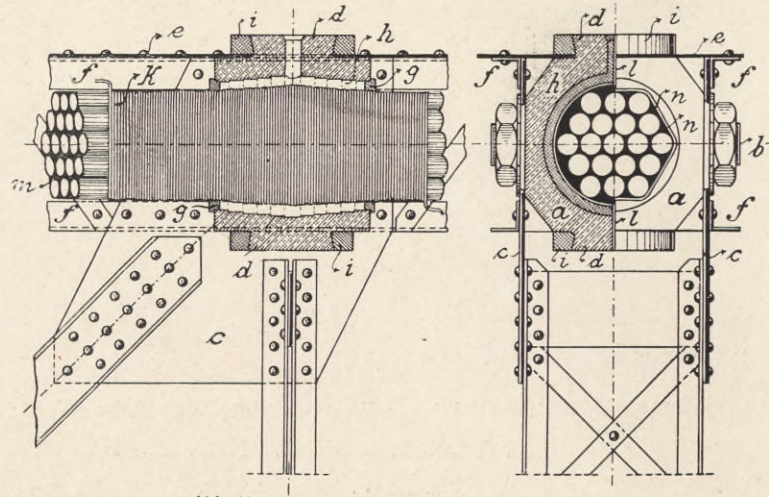


Abb. 22.

Kabelknotenpunkt.

Abb. 23.

geschlossener Kasten, den weiteren Vorteil, dass sie das Kabel gegen Regen schützt und eine ungleichmässige Erwärmung durch die Sonnenstrahlen verhindert.

Die statische Berechnung nimmt an, dass die gleichmässig verteilte Eigenlast der Brücke vom Kabel oder der Kette allein übernommen werden soll. Diese Bedingung trifft nur dann zu, wenn wenigstens die Diagonalen und Vertikalen des Versteifungsträgers und die Hilfsgurtungen *f* erst festgenietet werden, nachdem die Brücke in der Hauptsache fertig aufgestellt und gepflastert ist. Dass sich das nach unseren Vorschlägen auch hier beim Kabel ohne Weiteres bewerkstelligen lässt, dass sich mit anderen Worten die Ausschaltung der toten Last ohne besondere Hilfsmittel durchführen lässt, sodass der Versteifungsträger

nur von der beweglichen Last beeinflusst wird, geht aus den vorstehenden Beschreibungen deutlich hervor.

In schönheitlicher Beziehung halten wir die nach unserer Konstruktion notwendige Umhüllung nicht nur für unschädlich, sondern sogar für vorteilhaft, denn die an einem grossen Bauwerk verschwindenden Abmessungen der Kabelpflegen nicht gerade angenehm zu wirken.

Das Kabellager auf den Pylonen (Abb. 24 u. 25).

Das Lager besteht aus drei Teilen, einem Unterteil aus Gusseisen, einem darauf sitzenden Sattelstück zur Aufnahme des Kabels und einem Deckel dazu, beides aus Gussstahl. Sattelstück und Deckel werden zur Festklemmung des Kabels in ähnlicher Weise durch Schrupfringe verbunden, wie die Stahlklemmen der Knotenpunkte.

Die oberen beiden Stahlteile, welche mit einem weichen Metall ausgefüllt sind, sitzen in einer Umwandung aus Walzeisen, an welcher die Hülfsgurtung (Umhüllung des Kabels) und der obere Windverband angreifen, und durchdringen mit ihren Halbzapfen die seitlichen Schilder dieser Umhüllung; die Schrupfbänder, welche beide Teile zusammenhalten, sitzen ausserhalb der seitlichen Schilder.

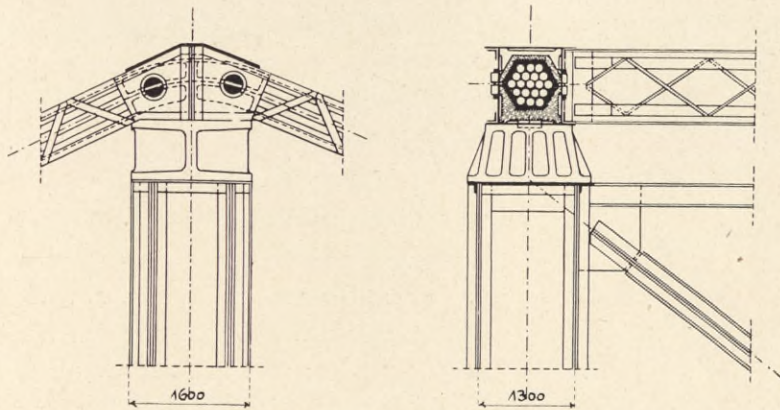


Abb. 24 u. 25. Kabellager auf den Pylonen.

Zwischen dem Kabelsattel und dem darunter befindlichen Gussstuhl ist zur Verhütung seitlicher Verschiebungen ein kreisrunder Dübel, eine Scheibe, in die Berührungsflächen eingelassen. Der Gussstuhl selbst ist schliesslich durch Verschraubung mit dem abgefrästen Pylonenkopf verbunden.

Das Kabellager auf dem Ankerpfeiler

(Abb. 26—28).

Dasselbe befindet sich an der Ablenkungsstelle des Kabels nach der Verankerung zu und besteht aus zwei Teilen, einem gusseisernen Unterstuhl und einem Deckel dazu aus Stahl. Das Innere beider Teile ist mit einem weichen Metall ausgegossen. Das

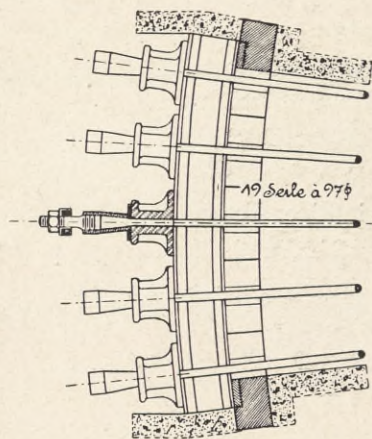


Abb. 30.

Abb. 26—28. Kabellager auf dem Ankerpfeiler.
Abb. 29 u. 30. Kabelverankerung.

zur Aufnahme der Spreizungskräfte. Aus diesem Grunde besteht auch der Deckel aus Stahl und ist an der Stelle, wo das Kabel sich auflöst, durch Rippen und Flanschen verstärkt. Der

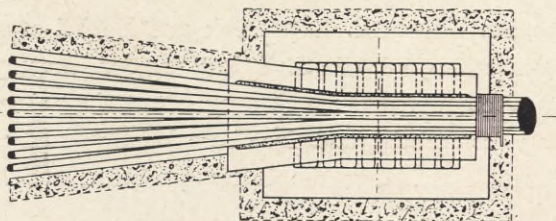


Abb. 28.

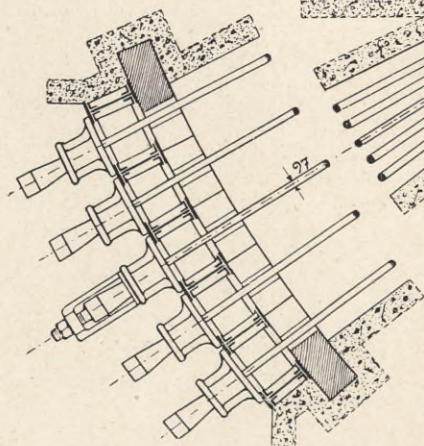


Abb. 29.

Kabel löst sich innerhalb dieses Lagers in seine Einzelseile auf und ist dementsprechend der Hohlraum zwischen Lagerstuhl und Deckel nach abwärts konisch erweitert. Die Lagerung selbst dient sonach als Zwinge

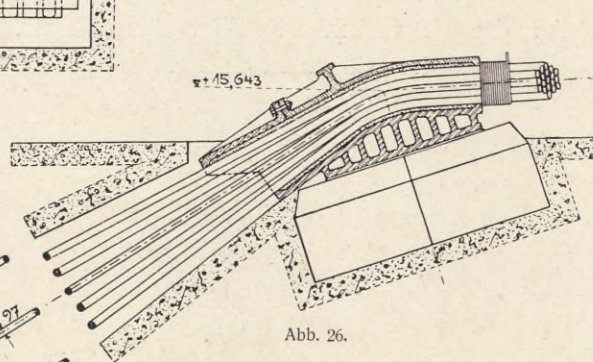


Abb. 26.

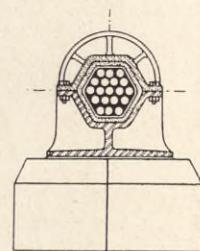


Abb. 27.

gusseiserne Unterteil konnte durch Anordnung zahlreicher Rippen an sich stark genug gegen die spreizende Wirkung der divergirenden Einzelseile gemacht werden. Um beide Teile, Ober- und Unterteil,

unverschieblich mit einander zu verbinden, sind in den Berührungsflächen gedrehte Scheiben eingelegt, durch welche die Verbindungsschrauben hindurchgehen.

Der Deckel des Lagers reicht bis ins Mauerwerk hinein und wird mit diesem zur Verhinderung des Eintritts von Tagewasser ähnlich gedichtet und geschützt, wie beim entsprechenden Kettenlager.

Die Verankerung des Kabels (Abb. 29 u. 30).

Im Prinzip ist die Verankerung schon S. 27 beschrieben worden; alles Uebrige geht aus den Abbildungen mit Deutlichkeit hervor. Die zur Aufstellung der 19 Ankerplatten auch hier verwendeten Hülfsträger sind wiederum nur für das Eigengewicht des Kabels bemessen. Wie bei der Kette werden diese Träger mit Quadern ausgesetzt und mit Cement vergossen, sodass der Gesamtzug des Kabels direkt vom Mauerwerk aufgenommen wird. Ferner erscheint es uns aus den schon früher angegebenen Gründen auch hier am zweckmässigsten, die Ankerschächte und Kanäle zuletzt auszumauern, nachdem das Eigengewicht voll aufgebracht ist. Rissbildungen im Mauerwerk sind fast noch weniger zu befürchten, wie bei der Kette, denn die Ankerseile, die ebenso stark sind wie das Gesamtkabel, haben nur 2480 t zu übertragen, während das Kabel für 3912 t berechnet werden musste. Die Anstrengung in den Ankerseilen ist sonach nur

$$33 \cdot \frac{2480}{3912} = 21 \text{ kg/qmm,}$$

während sie im Kabel 33 kg/qmm beträgt. Als trennende Kraft zwischen Ankerseil und Mauerwerk kommt schliesslich nur der Anteil der beweglichen Last in Frage, der nur 30—40% der Gesamtlast ausmacht.

Die **Auflager der Versteifungsträger, die Pylonenlager, die Pylonen selbst**, sowie alle Konstruktionsteile, die bisher nicht beschrieben sind, weil sie nichts Ungewöhnliches bieten, oder auf verschiedene Arten gelöst werden können, sind bei der Kabelbrücke und bei der Kettenbrücke vollkommen gleich.

GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG AM RHEIN.

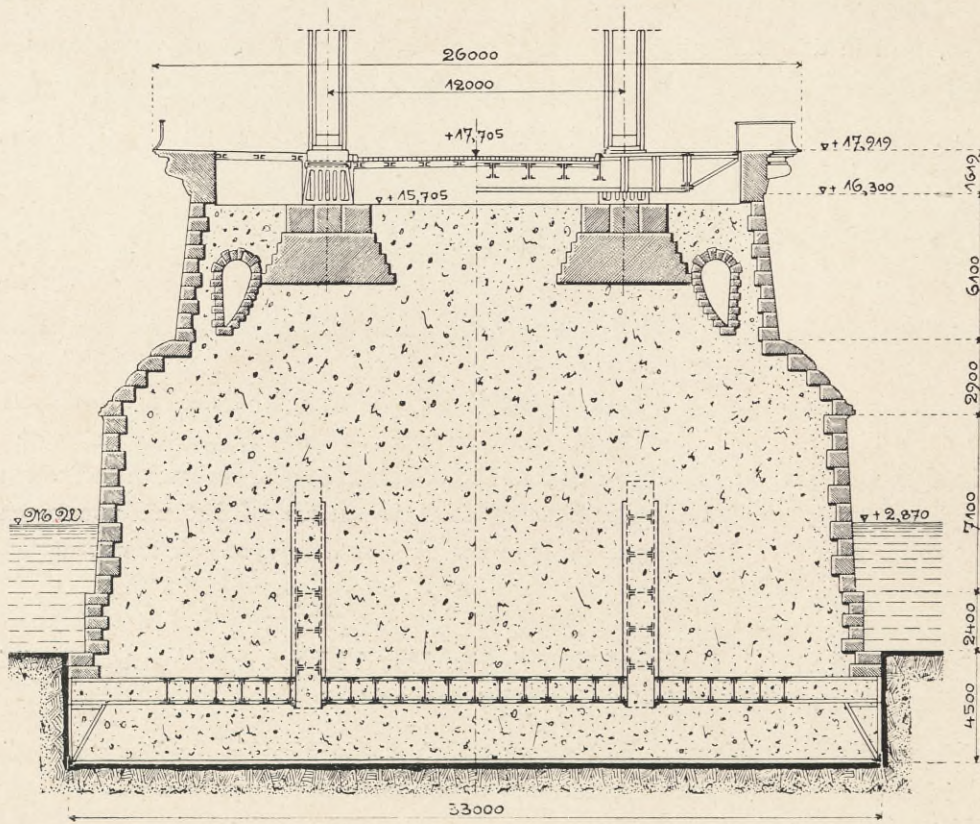


Abb. 31. Strompeiler. Längsschnitt.

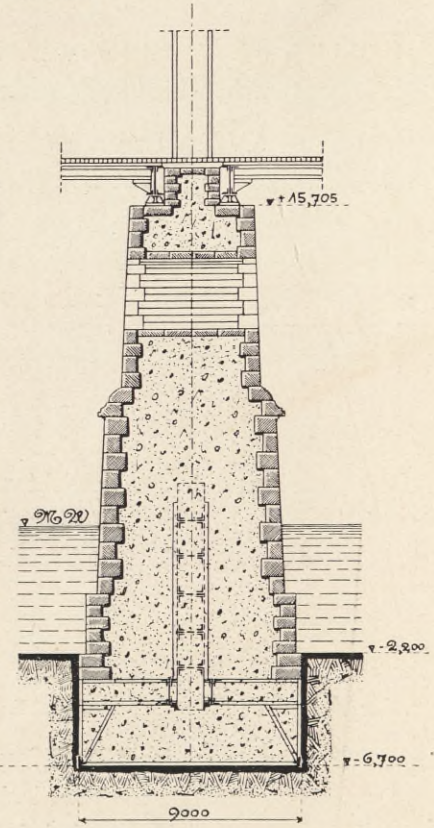


Abb. 32. Strompeiler. Querschnitt.

Die Pfeiler und Widerlager (Abb. 12, 13, 16 u. 31—33).

Der Unterbau der Eisenkonstruktionen ist für die Ketten- und Kabelbrücke vorläufig gleich gedacht.

Die Widerlager oder Ankerpfeiler (Abb. 12, 13, S. 21 u. 22) werden zwischen Spundwänden, die Strom- oder Pylonenpfeiler (Abb. 31—33) auf Senkkästen mittels Pressluft gegründet. Die Grösse der eisernen Caissons von 33 m Länge, 9 m Breite und 270,15 qm Grundfläche ist so bemessen, dass der Druck auf den Grund nicht mehr als 4,92 kg/qcm beträgt.

Architektonische Behandlung der Brücke.

Für die architektonische Behandlung der Brücke war in erster Linie die Gesamtform der Tragkonstruktion massgebend. Nach Lage der örtlichen Verhältnisse konnten im vorliegenden Falle nur solche Konstruktionen in Frage kommen, die im Wesentlichen oberhalb der Fahrbahntafel liegen. Es erschien erforderlich, die Form derselben so zu wählen, dass sie sich einerseits in schöner Weise in das grossartige Stadtbild einfügt, welches sich dem Beschauer von

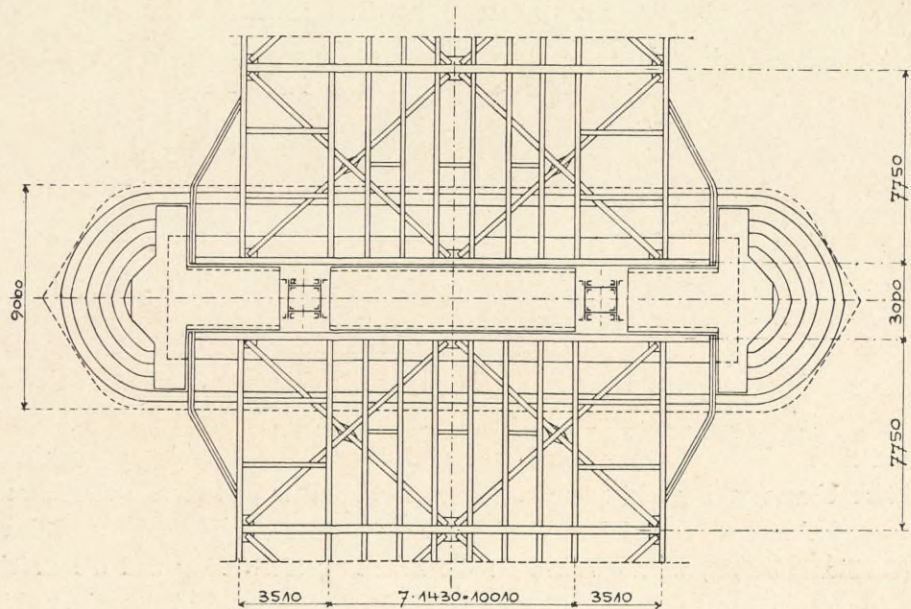


Abb. 33. Strompfeiler. Grundriss.

den Rheinufern aus darbietet, und dass sie andererseits auch dem auf der Brücke selbst verkehrenden Publikum einen möglichst freien und unbehinderten Genuss der Aussicht nach den Ufern hin erlaubt. In Bonn und Düsseldorf ist diese letztere Absicht bekanntlich durch Anwendung von Bogenträgern verwirklicht, die sich hoch über die Fahrbahn erheben; aber dieselbe Lösung erschien hier nicht angängig, da Versuche ergaben, dass die hohen, der Stadtarchitektur sehr nahe liegenden Bogenformen in unschöner Weise die Umrisslinien des Uferbildes überschnitten und besonders von der Deutzer Seite aus einen schönen Blick auf die herrlichen monumentalen Baugruppen Alt-Kölns unmöglich machten.

Diese Erwägungen waren wesentlich mitbestimmend für den Entschluss, die Brücke als Hängebrücke mit hochliegenden Versteifungsträgern auszubilden, da die gefällige leichte Form derselben sich dem Stadtbilde in schöner Weise einfügt und die Kettenlinie die hervorragenden Punkte der Stadt noch sichtbar werden lässt. Ferner ist der freie Ausblick von der Brückenbahn aus dadurch ermöglicht, dass in dem von ihr beherrschten Gesichtskreis nur die schmalen Hängebänder der tragenden Konstruktion liegen, während die Versteifungsträger und Verbände so hoch angebracht sind (s. Abb. 3 u. 4 S. 13), dass sie nirgendwo in das Gesichtsfeld eintreten. Dazu kommt noch, dass jene Verbände sich nur an den hoch gelegenen Knotenpunkten befinden, während sie an den tieferliegenden Punkten gänzlich fehlen; hierdurch wird auch für den Durchblick in der Richtung der Brückenachse jede beengende und drückende Wirkung vermieden.

Die architektonische Behandlung der zur Stützung der Kette oder des Kabels dienenden Pylonen ist durch eine Ummantelung in Eisen gedacht, welche sich als Portalbau auf dem Stropfweiler erhebt und die ästhetische Vermittelung zwischen dessen geschlossener Masse und dem leichten Stabwerk der Eisenkonstruktion bewirkt. Selbstverständlich ist diese Ummantelung leicht auch in Stein durchführbar und für die Ausführung vielleicht vorzuziehen.

Auf den Landpfeilern werden die Endpunkte der Hängekonstruktion (Kette oder Kabel) durch kleinere Aufbauten (Pavillons) betont, welche Raum für die Brückengelderhebung und die Brückenwärter bieten (s. Abb. 13 S. 22) und gleichzeitig den Eintritt von Regenwasser in die Ketten- bezw. Kabelkanäle verhindern.

B II. Auszug aus der Statischen Berechnung.

Die für den Entwurf der Brücke gegebenen Unterlagen sind auf S. 6—8 und die gewählte Brückenform in Abb. 1 auf S. 11 bereits erwähnt worden. Desgleichen ist die Begründung aller Anordnungen und die konstruktive Lösung derselben im ganzen vorhergehenden Abschnitt niedergelegt. Es erübrigt, über die den Verfassern freigelassene Wahl der Belastungen und Materialanstrengungen, sowie über den Gang der Berechnung und der daraus sich ergebenden Resultate das Hauptsächlichste nachzutragen.

Belastungen.

Es wurde angenommen:

Für die Hauptträger: Menschengedränge von 400 kg/qm mit einseitiger Fusswegbelastung; für die Fusswegteile 500 kg/qm.

Für die Fahrbahnträger: nebeneinanderfahrende vierrädrige Wagen von 10 t Gewicht, 3 m Radstand, 1,2 m Spurweite und 2,5 m Ladebreite, oder ein Wagen von 16 t Gewicht, 3 m Radstand, 1,4 m Spurweite und 2,6 m Ladebreite; daneben Menschengedränge von 500 kg/qm. Auch die Wirkungen der Züge der elektrischen Strassenbahn sind berücksichtigt. Stosskoeffizient für die beweglichen Lasten 1,3.

Winddruck: 150 kg/qm für die belastete Brücke, dabei Höhe des Verkehrsbandes 2,5 m; 250 kg/qm für die unbelastete Brücke.

Der Einfluss der Temperatur ist für Schwankungen von $\pm 30^\circ$ C. berücksichtigt.

Beanspruchung des Materials.

Beim Kabel 3400 kg/qcm;

bei der Kette und dem Versteifungsträger 1350 kg/qcm;

bei den Fahrbahnteilen nach der Formel

$$\sigma = 950 \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right) \text{kg/qcm.}$$

Es wurden ferner folgende Annahmen gemacht:

Fahrstrasse: Holzpflaster 130 mm dick auf einer Betonschicht von 80 mm an der schwächsten Stelle.

Fusswege: Asphalt 20 mm dick auf Beton von 50 mm an der schwächsten Stelle.

Querschnitte.

Für die Fahrbahnteile u. s. w. ergaben sich hiernach folgende Querschnitte:

Buckelbleche der Fahrstrasse 6 mm dick; Zoreisen der Fusswege N. Pr. 7¹/₂;

sekundäre Querträger der Fusswege 2 □ N. Pr. 20;

mittlere Fahrbahn-Längsträger, genietet, Stegblech 600 . 8 und 4 Gurtwinkel 80 . 80 . 10;



seitliche Längsträger unter den Bordsteinen, genietet, Stegblech 750 . 8 und 4 Gurtwinkel (die oberen in der Höhe gegen einander versetzt) 80 . 80 . 10;

äussere Fusswegträger oder Geländerträger (Fachwerke: Obergurt durchweg Z N. Pr. 16, Untergurt, gleichzeitig untere Windgurtung (s. auch S. 41) 4 bzw. 8 Winkel nach Erfordernis des Windverbandes.







Querverbindungen zwischen den mittleren Fahrbahnlängsträgern, letztere paarweise verbindend, in jedem Felde 1 Stück, bestehend aus einem Streifen des Buckelblechbelags als Oberriegel, 1 □ N. Pr. 14 als Unterriegel und einem Diagonalkreuz aus je 1 L 65 . 65 . 8.

Fusswegconsole, als Verlängerungen der Hauptquerträger: Obergurt und Schrägstrebe je 2 \square N. Pr. 20 (s. Abb. 3 u. 4 S. 13).

Hauptquerträger: normale für 7,75 m Entfernung, genietet (Abb. 3 u. 4, S. 13), Stegblech 1200 . 12, Gurte je 2 L 100 . 100 . 14 und 3 Deckplatten 240 . 10. Im Obergurt die unterste Lage zwecks Auflagerung der Buckelbleche auf 380 mm verbreitert.

Hängebänder (Hängestäbe): $\underline{\text{T}}$ -förmig, Steg vergittert, 4 L 100 . 100 . 10; nötige Verstärkungen erzielt durch dickere Winkel (bis 100 . 100 . 13) und aufgenietete Lamellen von 220 mm Breite und 10—13 mm Dicke. Obere bogenförmige Querverbindungen zwischen den Versteifungsträgern: (s. Abb. 3 u. 4 S. 13), Fachwerksträger, Obergurt 1 \square N. Pr. 16 mit 1 L 70 . 70 . 9, () , Untergurt 1 \square N. Pr. 16 mit 2 L 70 . 70 . 9 () ; Füllungsglieder je 1 L 70 . 70 . 7.

Oberer Windverband: Kragträger, von jeder Pylone aus 7 Felder in die Seiten- und Mittelöffnung hineinragend (Abb. 1 S. 11); Gurtungen: Kette oder Kabel; Pfosten: die vorgenannten Querverbindungen; Diagonalen (gekreuzt und auf Zug und Druck berechnet) aus je 2 gespreizten und vergitterten \square -Eisen, N. Pr. 22 bis 14.

Unterer Windverband: drei getrennte vierteilige Fachwerkträger, 2 von $110 - 1,5 = 108,5$ m und 1 von $220 - 2 \cdot 1,5 = 217$ m Stützweite (Abb. 1 S. 11). Gurtungen: In den Seitenöffnungen grösster Querschnitt 4 L 100 . 100 . 10 () , kleinster Querschnitt 2 L 100 . 80 . 10 () ; in der Mittelöffnung 8 L 120 . 120 . 15 () bzw. 4 L 120 . 80 . 12 () . Diagonalen: In den Seitenöffnungen je 2 L 70 . 70 . 7 bis 100 . 100 . 12 () , in der Mittelöffnung je 2 \square -Eisen N. Pr. 12—16 gespreizt und vergittert () oder in den mittleren Feldern je 2 L 80 . 80 . (8—10).

Die Pylonen.

Die geometrische Form der Pylonenkonstruktion, die in ihrem unteren Teil durch Rücksichten auf die architektonische Ausbildung bedingt ist, ist aus Abb. 34 erkenntlich.

Es sind zwei Belastungsfälle zu unterscheiden:

1. Ständige Last, Verkehrsbelastung, Winddruck 150 kg/qm und Temperaturänderung $\pm 30^\circ \text{ C}$.
2. Ständige Last nebst Winddruck von 250 kg/qm.

Im ersten Falle ist, wenn der Winddruck $W = 58 \text{ t}$,

$$P_{\max} \text{ Kette} = 2390 \text{ t und } P_{\max} \text{ Kabel} = 2490 \text{ t.}$$

Im zweiten Falle ist bei $W = 96,4 \text{ t}$

$$P_{\max} \text{ Kette} = 2240 \text{ t und } P_{\max} \text{ Kabel} = 1840 \text{ t.}$$

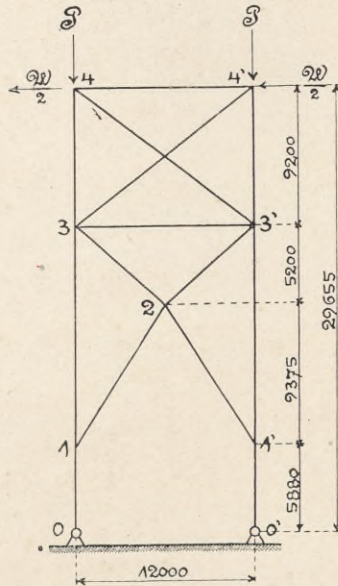


Abb. 34. Schema für die Pylonen.

Abb. 10 S. 19 zeigt den konstanten Querschnitt des Pylonenpostens. Er besteht aus 2 Blechen 1600×25 mit 8 L $140 \times 100 \times 14$ und 4 Blechen 1300×16 mit 8 L $140 \times 140 \times 16$. Im Punkte 1 (Abb. 34) sind zur Aufnahme der dort auftretenden Biegemomente nach Bedarf Lamellen aufgelegt. Im Uebrigen ergaben sich folgende Querschnitte:

für Stab 3—4' bzw. 3'—4, Blechträger bestehend aus Stegblech 380×16 ;
4 Winkeln $140 \times 100 \times 15$ und 2 Lamellen 440×15 .

für Stab 4—4', zweiwandiger Blechträger: 2 Stegbleche 900×8 und je 2 L $80.80.8$.

für Stab 3—3' vergitterter Kastenträger: 4 L $160 \times 160 \times 18$.

für Stab 1—2 und 2—3, vergitterter Kastenträger: 4 L $150 \times 150 \times 16$.

Die Pylonenlager sind in Abb. 17 S. 26 dargestellt. Die Auflager sind berechnet worden für das Zusammenwirken von ständiger Last, Verkehrsbelastung, grösster Temperaturänderung und Wind. Der entsprechende Auflagerdruck beträgt 2830 t auf jeden Fuss.

Das Gesamtgewicht einer Pylone über einem Strompfeiler einschliesslich der Eisenkonstruktion für die Ummantelung und der architektonischen Ausschmückung beträgt 438 t für die Kettenbrücke und 423 t für die Kabelbrücke.

Die Hauptträger. Abb. 1 S. 11.

Die gesamte ständige Belastung soll durch die Kette bzw. das Kabel aufgenommen werden. Diese bilden gleichzeitig die Obergurte der Versteifungsträger. Für gleichmässig verteilte Last ist die Form der Kette bzw. des Kabels parabelförmig. In der Mittelöffnung ist bei einer Stützweite $l = 220,0$ m die Pfeilhöhe der Parabel $f = 23,0$ m. Hierdurch ist die Form der Parabeln der Seitenöffnungen bestimmt, da auch deren Anfangspunkte über den Auflagern auf den Landwiderlagern gegeben sind. Für alle drei Oeffnungen muss der Horizontalzug aus der ständigen Belastung den nämlichen Wert haben. Diese Bedingung giebt die Unterlage für die Berechnung der Form der Kette in den Seitenöffnungen.

Die drei Versteifungsträger sind Einzelträger und zwar hängende Bogenfachwerke, die jedoch über den Pylonen durch die Kette bzw. das Kabel gelenkartig zusammenhängen. Das Hauptträgersystem ist sonach einfach statisch unbestimmt. Als statisch nicht bestimmbar Grösse ist der Horizontalzug in den Rückhaltketten (oder Rückhaltkabeln) bzw. über den Pylonen eingeführt worden.

Der Versteifungsträger wird durch die Verkehrslast, den Winddruck und die Temperaturänderungen beeinflusst.

Der Horizontalzug, den eine Last P_m in der Rückhaltkette hervorruft, wird nach bekanntem Verfahren mit Hilfe der Formel

$$H = P_m \cdot \frac{\delta_m}{\sum E F_m S^2 \cdot s}$$

berechnet. Die Bezeichnungen sind die üblichen. Die Berechnung der Einflusslinie für H geschah analytisch mit Hilfe der elastischen Gewichte, die aus den Längenänderungen der einzelnen Stäbe für den Belastungszustand $H = -1 \text{ t}$ ermittelt wurden. Bei dieser Ermittlung der elastischen Gewichte ist der Einfluss der Füllungsglieder vorläufig vernachlässigt und für $E F_m$ ein mittlerer konstanter Werth $E F_c$ eingeführt worden. Selbstverständlich soll für die Berechnung im Falle der Ausführung jeder Stab mit dem genauen Werth $E F_m$ berücksichtigt werden.

Die Ordinaten der Einflusslinien für die Auflager und Stabkräfte wurden nach bekannten Methoden ebenfalls analytisch berechnet.

Der Horizontalzug, der durch eine Temperaturänderung von $\pm t^\circ$ entsteht, ist bei den bekannten Bezeichnungen:

$$H_t = \pm \frac{\epsilon t \cdot (l + 2 l_1) E \cdot F_c}{\sum S^2 \cdot s},$$

die durch ihn hervorgerufenen Reaktionen und Spannkräfte berechnen sich nach der Formel

$$S = \pm H_t \times S_{H=1}.$$

Die Abb. 35—45 zeigen die charakteristischen Formen einiger Einflusslinien für lotrechte Belastung. Bei Ermittlung der Kräfte sind die $\sum \eta_+$ und $\sum \eta_-$ benutzt worden (vgl. auch Abb. 1 S. 11).

H-Linie, 10 mm = 1.

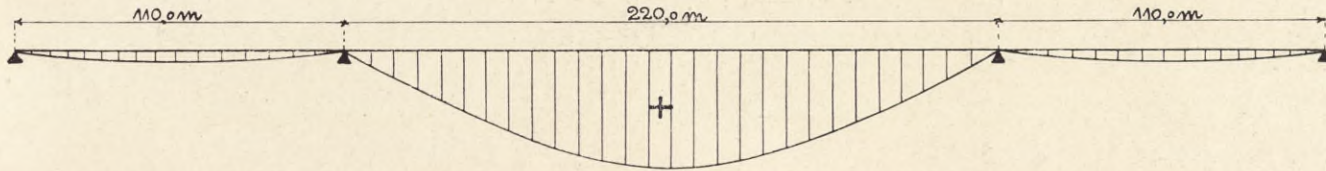


Abb. 35.

P-Linie, 4 mm = 1. $\mu = 0,297$.

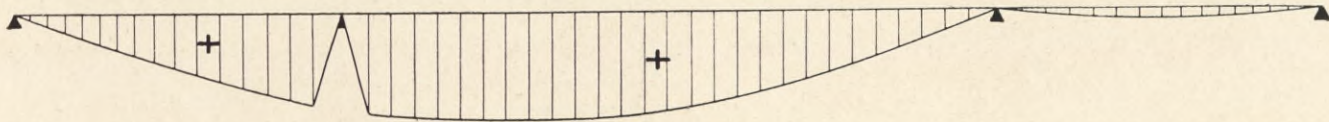


Abb. 36.

C-Linie, 4 mm = 1. $\mu = 0,209$.

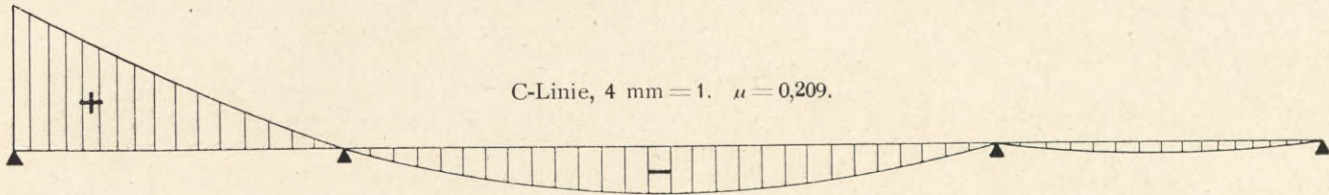
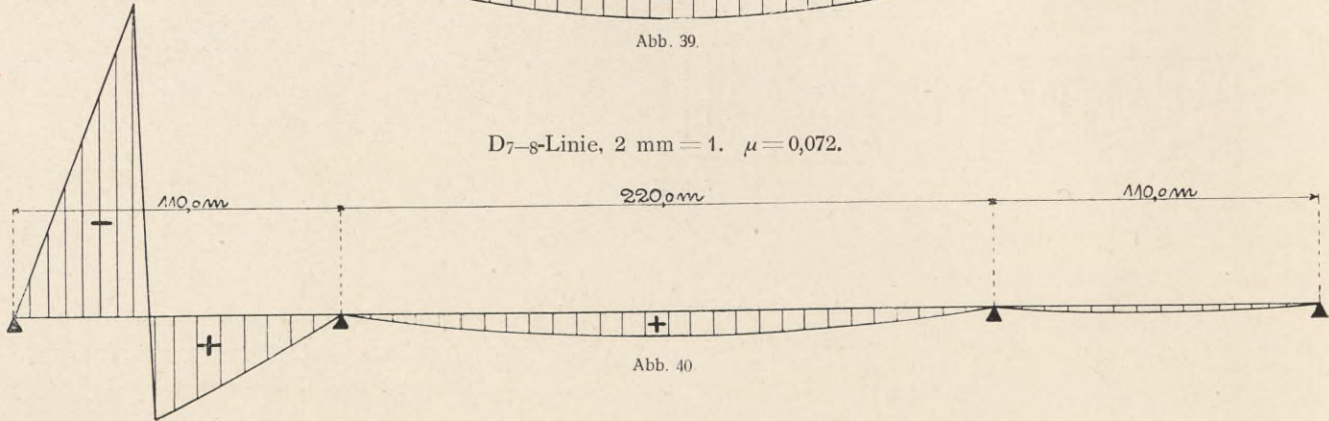
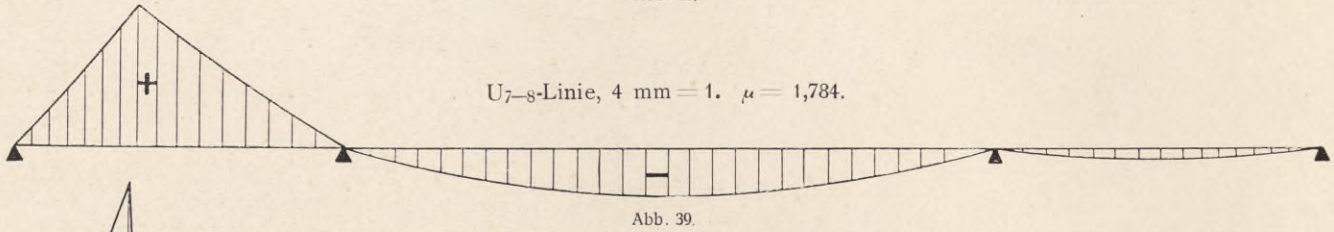
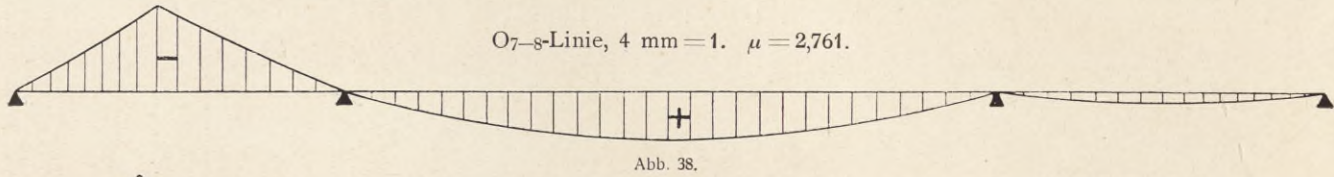


Abb. 37.



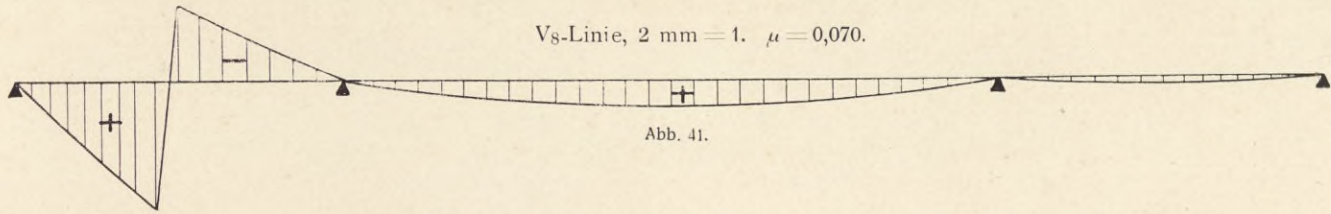


Abb. 41.

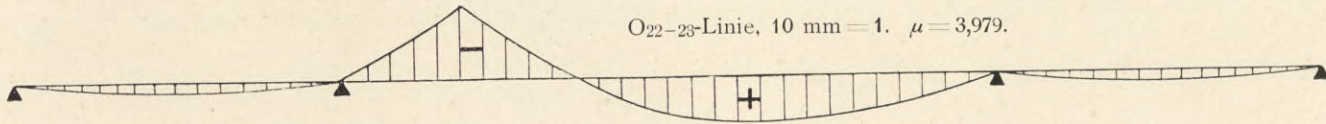


Abb. 42.

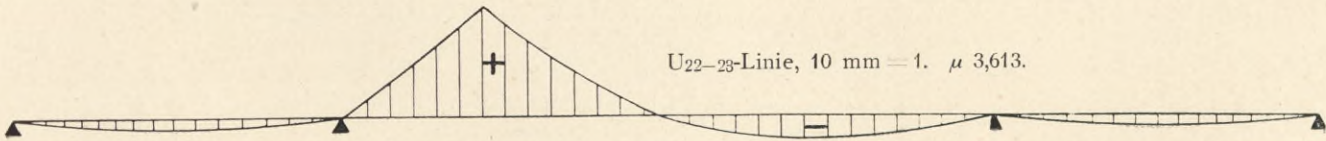


Abb. 43.

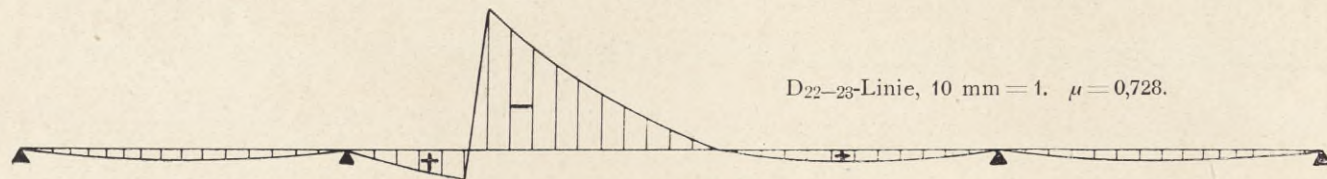


Abb. 44

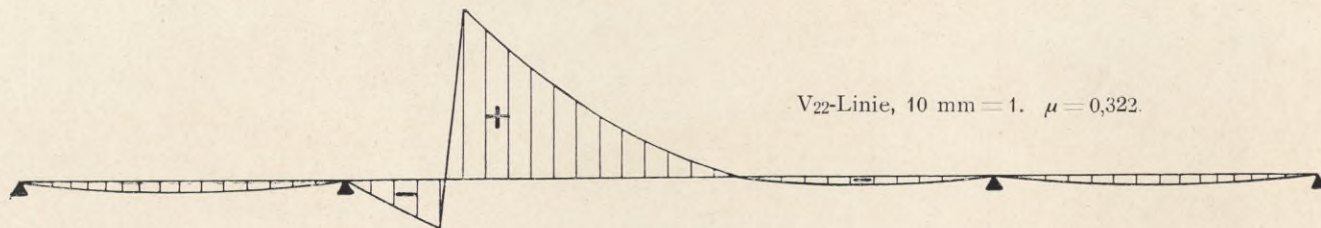


Abb. 45.

Die Kabelbrücke ist vorläufig mit den nämlichen Einflusslinien berechnet worden wie die Kettenbrücke.

Die in Rechnung gesetzte ständige Belastung beträgt bei der Kettenbrücke 8 t, bei der Kabelbrücke 6,29 t für 1 lfdm Hauptträger.

Die Verkehrslast beträgt in beiden Fällen 3,30 t für 1 lfdm Hauptträger.

Für eine Temperaturänderung von $\pm 30^\circ \text{C}$ und $F_c = 2500 \text{ qcm}$ wird $H_t = \pm 56,2 \text{ t}$.

Der Einfluss der Windkräfte auf die Versteifungsträger, entstehend aus der gebogenen Form der oberen Windverbände, ist mit Hilfe der Einflusslinien und der horizontalen Verschiebungen der Punkte 9 bis 24 (s. Abb. 1 S. 11) für den Zustand $H = -1$ t gefunden worden. Die horizontalen Verschiebungen der betreffenden Obergurtpunkte für den erwähnten Belastungszustand sind mit Hilfe der Einflusslinien für H und der entsprechenden Längenänderungen der Obergurtstäbe bestimmt worden.

Für die Dimensionierung der Stäbe der Versteifungsträger ist das Zusammenwirken der ständigen und Verkehrslast mit dem Einfluss von Temperatur oder Wind massgebend. In den nachfolgenden Tabellen (S. 50 u. 51) sind die Grösstkräfte und Stabquerschnitte übersichtlich zusammengestellt.

Der grösste Ankerzug der Kettenbrücke beträgt 2930 t; er wird durch 26 Ankerstäbe von 400×25 auf den Ankerrost übertragen (s. Abb. 12 u. 13 S. 21 u. 22).

Das Stützlager der Kette auf dem Landwiderlager (Abb. 11 S. 20) hat einen grössten Druck von 1320 t zu übertragen.

Das Auflager des Versteifungsträgers auf dem Landwiderlager (Abb. 15 S. 24) hat einen grössten Druck von 187 t und einen grössten Zug von 167 t aufzunehmen. Letzterer wird durch vier Ankerstäbe von 250×30 im Mauerwerk verankert. (Abb. 16 S. 24).

Die Kräfte auf die Auflager der Versteifungsträger in der Pylone (Abb. 10 S. 19) sind in der Tabelle (S. 51) unter der Rubrik Vertikalen bei Stab 16 und 17 angegeben.

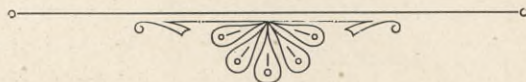
Bei der Kabelbrücke erhalten die Untergurte, Diagonalen und Vertikalen des Versteifungsträgers, wie schon gesagt, die nämlichen Querschnitte wie bei der Kettenbrücke. Die Pylone wird nach S. 42 um 14 % weniger belastet als bei der Kette.

Der grösste Zug im Kabel beträgt 3912 t, der grösste Ankerzug jedoch nur 2480 t.

Augenstäbe aus Flacheisen.				Untergurt der Versteifungsträger.									
110,0m Seitenöffnung. 110,0m			220,0m Mittelöffnung. 220,0m			110,0m Seitenöffnung. 110,0m			220,0m Mittelöffnung. 220,0m				
Stab	Spannkraft	Querschnitt	Stab	Spannkraft	Querschnitt	Stab	Spannkraft	Querschnitt	Stab	Spannkraft	Querschnitt		
anker	t	26 à 400-25	17-18	3144	24 à 400-24,5+2 à 200-24,5	0-1	448	394	4L 150-150-18	17-18	203	144	2 620-18+4L 100-80-10
3-0		24 " " 22+2 à 200-22	18-19	3149	24 " " 24+2 " " 24	1-2	432	379	2 580-18+4L 150-150-18	18-19	380	265	2 " " +4L 150-100-18
0-1	3283	26 " " +2 " " "	19-20	3139	24 " " 24,5+2 " " 24,5	2-3	858	752	4 620-18+4L 150-18+2 100-18	19-20	557	379	2 " " +2 300-18+
1-2	3664	28 " " 25	20-21	3243	24 " " 25+2 " " 25	3-4	1202	1057	8 620-18+4L 150-150-18				+ 4L 150-150-18
2-3	3975	28 " " 26+2 " " 26	21-22	3296	24 " " " +2 " " 25	4-5	1449	1245	8 " " +8L " " " "	20-21	734	488	4 620-18+4L 150-150-18
3-4	4177	30 " " " "	22-23	3347	26 " " " "	5-6	1544	1354		21-22	906	590	6 " " +4L " " " "
4-5	4297	30 " " " +2 " " "	23-24	3389	26 " " " "	6-7	1595	1404	8 620-18+8L 150-150-18+	22-23	1071	684	6 " " +2 300-18+
5-6	4311	32 " " " "	24-25	3420	26 " " " "	7-8	1594	1402	+ 4 160-18				+ 4L 150-150-18
6-7	4373	32 " " 25+2 " " 25	25-26	3431	26 " " " "	8-9	1542	1352		23-24	1224	758	8 620-18+4L 150-150-18
7-8	4344	34 " " 24,5	26-27	3425	26 " " " "	9-10	1435	1262	8 620-18+8L 150-150-18	24-25	1358	815	8 " " +4 160-18+
8-9	4273	32 " " 25+2 " " 25	27-28	3393	26 " " " "	10-11	1281	1126	8 620-18+4L 150-18+4 160-18				+ 4L 150-150-18
9-10	4161	32 " " 25	28-29	3342	26 " " " "	11-12	1095	964	6 " " +4L " " " +4 " " "	25-26	1473	855	8 620-18+4 160-18
10-11	4025	30 " " 25+2 " " 25	29-30	3272	24 " " " +2 " " 25	12-13	896	786	4 " " +4L " " " +4 " " "	26-27	1561	873	+ 8L 150-150-18
11-12	3875	30 " " 25	30-31	3199	24 " " " +2 " " "	13-14	682	601	4 " " +4L 150-150-18	27-28	1623	878	
12-13	3720	28 " " 24,5+2 " " 24,5		t		14-15	466	441	2 " " +4L " " " " "	28-29	1665	872	8 620-18+8 160-18
13-14	3560	28 " " 24,5				15-16	251	223	2 " " +4L 100-80-10	29-30	1697	876	+ 8L 150-150-18
14-15	3404	26 " " " +2 " " "					t	t		30-31	1716	885	
15-16	3250	26 " " 25									t	t	

Gewichte der Eisenkonstruktionen.

	bei der Kette	bei dem Kabel
Fahrbahn- und Querkonstruktionen	1 607 200 kg	1 607 200 kg
Pylonen einschl. Ummantelungen	876 100 „	846 100 „
Kette bezw. Kabel	3 039 400 „	1 461 100 „
Versteifungsträger	1 095 200 „	1 183 100 „
	<hr/>	<hr/>
	6 617 900 kg	5 097 500 kg



C. Entwicklung der Gesellschaft Harkort und Vorführung einzelner Bauten derselben.

C. I. Die Brückenbauanstalt von Joh. Casp. Harkort zu Haspe i. W.

Die Gesellschaft Harkort ist aus der ehemaligen

Brückenbauanstalt von Johann Caspar Harkort in Harkorten bei Haspe i. W.

hervorgegangen, einem der ersten deutschen Werke, welches sich die Herstellung eiserner Brücken zur besonderen Aufgabe stellte.

Der am 13. Oktober 1896 auf seinem Fideikommissgute Harkorten bei Hagen i. Westf. im 80. Lebensjahre verstorbene Harkort (Abb. 46) entstammte einer alten westfälischen Familie und war der sechste seines Namens mit den Initialen „Johann Caspar.“ Der nachweislich erste Johann Caspar wurde im Friedensjahre des dreissigjährigen Krieges (1648) geboren; sein noch im Familienbesitze befindliches erstes Handelsbuch stammt aus dem Jahre 1674. Er besuchte in seiner Jugend die Gewerbeschule in Hagen und darauf die Handelsschule in Leipzig. Nach seiner Militärzeit trat er in das Geschäft seines Vaters ein, ein kleines, durch Wasserkraft getriebenes Hammerwerk, wie solche zahlreich noch heute an der Enneperstrasse vorhanden sind.



Abb. 46. JOHANN CASPAR HARKORT † 13. X. 1896.

Bald gründete er mit seinem Vater eine Schraubenfabrik und erzeugte in derselben, nachdem dieselbe zu einer Maschinenfabrik erweitert war, in den 40er Jahren auch Wagenbauteile, wie Achsen, Räder und dergleichen.

In den 50er Jahren übernahm er die Maschinenfabrik auf eigene Rechnung und ging als erster Privatunternehmer zum Bau eiserner Brücken über, zunächst solcher für kleinere Flüsse, wie Mosel, Lahn, Wupper und Ruhr. — Die Ueberbrückung grosser Ströme durch steife Balkenkonstruktionen grosser Spannweite war damals ein kaum erst gelöstes Problem. — Ermutigt durch die Erfolge Robert Stephenson's mit dem 1850 vollendeten Bau der Britanniabrücke über die Menai-Strasse bei Bangor, folgte man anfangs der 50er Jahre in Preussen mit dem Bau der 1857 vollendeten grossen Weichselbrücke bei Dirschau (6 Oeffnungen von je 121,13 m), der Nogatbrücke bei Marienburg (2 Oeffnungen von je 97,9 m) und daran anschliessend (1856—1860) mit dem Bau der Rheinbrücke bei Köln, deren Ausführung aber nur der Staat in eigens dafür an Ort und Stelle errichteten Werkstätten durchführen konnte; Privatunternehmer fanden sich für solch' gewagte Unternehmungen damals noch nicht. Inzwischen hatte J. C. Harkort den Mut, ein neues grösseres Werk in Duisburg am Rhein anzulegen, um es zu ermöglichen, selbst grössere Eisenkonstruktionen zu übernehmen.

Im Jahre 1862 wurde ihm der Bau der bekannten Rheinbrücke bei Coblenz (Abb. 47 S. 67) (3 Oeffnungen zu je 98,063 m Stützweite in Bogenkonstruktion) in der Eisenbahnlinie Coblenz—Lahnstein und einer Brücke ähnlicher Grösse über die Yssel bei Zütphen in Holland übertragen, die er im Verein mit der Kölnischen Maschinenbau-Anstalt in Köln ausführte, weil er solche Aufträge noch nicht allein bewältigen konnte.

Mit den darauf in rascher Folge zur Ausführung gelangenden Bauwerken konnte er nunmehr allein fertig werden. 1866 erbaute er die grosse zweigleisige Brücke über den Leck bei Kuilenborg in Holland (Abb. 48 S. 68), bestehend aus 7 Oeffnungen von 59,5 m, 1 Oeffnung von 83,5 m und einer solchen von 154,4 m Stützweite, ein epochemachendes Werk nicht nur für die damalige, sondern auch noch für die heutige Zeit, das sowohl den holländischen Konstrukteuren G. van Diesen, J. D. Evers und P. Rouppe van der Voort, wie dem deutschen Fabrikanten J. C. Harkort für alle Zeit zur Ehre gereichen wird. Bis auf den heutigen Tag noch ist die Hauptöffnung der Kuilenborger Brücke unseres

Wissens eine der grössten, wenn nicht die grösste durch einfache Balkenkonstruktion überspannte Oeffnung des Kontinents. Nur durch Bogen-, Ausleger- oder Hängekonstruktionen ist in späterer Zeit die Stützweite derselben übertroffen worden.

1867 übernahm Harkort den Bau der Brücken über die Waal bei Bommel (8 Oeffnungen zu 59,65 u. 3 zu 124,3 m Stützweite) und über die Elbe bei Stendal-Hämerten; 1868 die Brücken über die Weser bei Bremen (Dreie), über die Süderelbe bei Harburg (4 Lohseträger von je 99,177 m und 6 Parabelträger zu je 30,914 m Stützweite) (Abb. 49 S. 69), über die Norderelbe bei Hamburg (3 Lohseträger von 99,177 und 4 Bogenträger von 21,656 m Stützweite) und über die Donau (Nordwestbahn) bei Wien; 1869 die zweigleisige Brücke über den Rhein bei Düsseldorf (4 Oeffnungen zu 105,936 m Stützweite) und viele andere kleinere Brücken.

Neben seiner reichen Beschäftigung im Inlande und den angrenzenden Ländern Holland, Russland und Oesterreich gelang es ihm, auch Aufträge für Brückenausführungen in entfernteren europäischen und Uebersee-Staaten zu erhalten, namentlich in Portugal und Java. So ist u. A. die Douro-Brücke bei Regoa in Portugal 1870 durch ihn entworfen und ausgeführt worden.

Im Jahre 1871 übernahm er die Herstellung der sämtlichen Gebäude für die Weltausstellung in Wien 1873, darunter die noch heute als Wahrzeichen Wiens weithin sichtbare Rotunde, einen mächtigen freitragenden Rundbau von 100 m lichtem Durchmesser und 85,3 m Höhe, im Gewicht von ungefähr 4000 Tonnen, der in dem kurzen Zeitraum von 9 Monaten aufgestellt wurde.

Neben dem Bau von Brücken befasste sich Harkort selbstredend mit Eisenkonstruktionen aller Art, von denen nur die Schleusenthore für Heppens (Wilhelmshaven), Bremerhaven und Geestemünde genannt sein mögen.

C. II. Die Aktiengesellschaft Harkort.

Im Jahre 1872 ging das Duisburger Werk Harkorts an eine Gesellschaft unter der Firma „Actiengesellschaft für Eisenindustrie und Brückenbau, vormals Johann Caspar Harkort in Duisburg“ (abgekürzt: Gesellschaft Harkort in Duisburg) über, welche dasselbe durch Errichtung eines eigenen Walzwerkes und Vervollständigung der Arbeitsmittel weiter ausbaute und ihren Geschäftskreis durch Aufnahme einer Abtheilung für Pfeilerbau und pneumatische Fundirungen, und einer Abtheilung für den Bau von Eisenbahnwagen bedeutend ausdehnte.

Harkort selbst blieb ein treuer Freund und Berater des neuen Werkes, dem er als Mitglied des Aufsichtsrates — und zwar lange Jahre als dessen Vorsitzender — bis zu seinem Lebensende angehörte.

Als Vorstand der Gesellschaft wirkten seit der Gründung: 1872—1873 die Herren Otto Offergeld und Robert Boeker, 1873—1897 Herr Otto Offergeld, 1897—1898 Herr O. Offergeld und Herr L. Seifert, 1898 bis jetzt Herr L. Seifert und Herr L. Backhaus.

Die Gesellschaft Harkort hat sich an den Fortschritten des Brückenbaues sowohl in Deutschland, wie auch im Auslande in hervorragender Weise beteiligt und seit der Zeit ihrer Gründung zahlreiche bedeutende Bauwerke, Eisenkonstruktionen oder Pfeiler, vielfach beides zusammen in Form fertiger Bauwerke, zur Ausführung gebracht.

Es mögen hier nur genannt sein:

11 weitere Brücken über den Rhein und dessen holländische Mündungsarme (zuzüglich der Harkort'schen Bauten im ganzen 19 Rheinbrücken), darunter die zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Roppenheim (Abb. 50 S. 70), die neue Strassenbrücke bei Kehl (Abb. 51 S. 71), die zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Worms (Abb. 52 S. 72) und die zweigleisige Eisenbahn- und Strassenbrücke über die Yssel bei Arnheim—Westervoort (Abb. 53 S. 73); die Brücke über den kleinen Rhein bei Strassburg; die Brücke über die Ruhr bei Duisburg an der Ackerfähre; die Klappbrücke am Schwanenthor über den Duisburger Hafen; 1 Brücke über den Main bei Frankfurt; 2 Brücken über die Mosel

bei Bullay und Trarbach (Abb. 54 S. 74); 4 Brücken über die Ems; 4 Brücken über die Weser (im ganzen 7), darunter die Brücken bei Bodenwerder und Bremen; 5 Brücken über die Elbe (im ganzen 10), darunter die Brücken bei Hamburg und Harburg; die viergleisige Eisenbahn- und Strassen-Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg; die Havelbrücke zwischen Spandau und dem Eiswerder; je 1 Brücke über die Eider bei Friedrichstadt, Schlei bei Stubbe, Warnow bei Rostock, über den Maasdurchstich bei Rotterdam (Koningshafen), die Maas bei Venlo, die Zaan bei Zaandam in Holland und die Donau bei Wien (Franz Joseph-Brücke); 4 Drehbrücken über den Nordostsee-Kanal (bei Rendsburg, Osterrönfeld und Taterpfahl); 3 Brücken über den Elbe-Trave-Kanal in Lübeck (beim Burgtor, Mühlentor, (Abb. 55 S. 75) und im Hünterdam); 3 Brücken über die Weichsel und Nogat (bei Dirschau, Fordon und Marienburg).

Von den Brücken und Pfeilern der elektrischen Schwebebahn in Barmen-Elberfeld-Vohwinkel hat die Gesellschaft Harkort den vierten Teil geliefert und aufgestellt (Abb. 64 S. 83 u. 65 S. 84).

Gross ist auch die Zahl der gelieferten Brücken für das entferntere Ausland; wir nennen hier nur folgende Länder bzw. Bauwerke:

Norwegen: (Brücke über den Minnesund bei Minne (Abb. 56 S. 76), den Glommen bei Langnaes, die Viadukte über Solbergdalen und Haaböl-Elf);

Schweden (Brücke über die Götha-Elf bei Trollhättan, Motalaström bei Fagersta und den Velandaviadukt);

Finland (Brücke über den Uleå-Elf bei Uleåborg, den Wuoksen bei Jäskis, die Aura-Å in Åbo, den Ijo bei Ijo, den Kuivaniemi, Simo und Kemifluss bei Kemi);

Russland (Brücke über die Msta bei Werebja);

Egypten (Brücke über den Süßwasserkanal bei Mahalet el Kepir);

Rumänien (Brücken über die Argesch bei Pitest und Copaceni, Jalomitza bei Targu-Veste und Pucioasa, Oltetz bei Bals);

- Serbien (Brücke über die Morawa bei Tschuprija);
- Griechenland (Brücken über zahlreiche kleine Flüsse);
- Italien (Brücke über die Adda bei Sondrio, über die Pagliara auf Sicilien);
- Schweiz (Brücken für die schweizerische Nationalbahn);
- Spanien (Brücken über die Jarama bei Arganda, den Nervion bei Bilbao, über Udondo, Luchana und Durango);
- Portugal (Brücken über die Ave bei Oporto und den Douro bei Regoa);
- China (Stromsperre des Cantonflusses bei Whampoa);
- Japan (Kizugawa-, Temma- und Tenjin-Brücken in Osaka, die Niju-bashi für den kaiserlichen Palast in Tokio, zahlreiche Strassenbrücken und Eisenbahnbrücken für die Kiushiu- und Hoshiu-Eisenbahngesellschaft, sämtlich als Gelenkbrücken konstruirt);
- Formosa (verschiedene Gelenkbrücken für die Formosa-Eisenbahngesellschaft);
- Siam (Brücken über den Namphra-Sack, den Meklong, den Tachim und den Klong-Taling-Chan für die Staatsbahn (Gelenksystem));
- Java (Brücken über den Bekassierivier, Viadukt über den Tjitandoei, Brücke über den Pegirian bei Batavia, zahlreiche Strassenbrücken und Eisenbahnbrücken für die Javanischen Staatsbahnen, die Oosterspoorweg-Maatschappij u. a. m.);
- Sumatra (Brücken über die Meeresbucht Kwala-Deli, den Soengal-, Serdang-, Pertjoet- und Bindjeijfluss, Soengei- Oelar, (Abb. 57 u. 58 S. 77), Paya Blinghing und zahlreiche Strassen- und Eisenbahnbrücken, sämtlich im Gelenksystem der Gesellschaft Harkort konstruirt);
- Madoera (Brücken für die Madoera-Bahnen);

- Südafrikanische Republik (Transvaal) (zahlreiche Strassenbrücken für die Regierung, unter anderen über Wilg-, Pinaars- und Krokodil-Rivier, den Vaalrivier bei Standerton (Abb. 59 S. 78), Olifantsrivier bei Middelburg und zahlreiche Eisenbahnbrücken für die Nederlandsch-Zuid-Afrikanische Spoorweg-Maatschappij, u. a. über den Kaprivier);
- Oranje Vrijstaat (Strassenbrücken über den Caledonfluss bei Weepener (Jammersbergsdrift), Valschrivier; Riet-Modder-, Wilg-, Molen- und Cornelisrivier und Brücken für die Stadt Bloemfontein);
- Lagos (Landungsbrücke (pier) für den Hafen von Lagos);
- Brasilien (Eisenbahnbrücken für die Sorocaba-, Säpucahy-, Botucatu-, Rio-Pardo-Bahn, darunter Bauwerke über den Sorocabafloss, Rio Preto und andere, ferner zahlreiche Strassenbrücken über den Parahybafluss bei Pindamonhangaba und Queluz, über den Rio Faustino in Lorenzo, Tiétéfluss bei S. Anastasio, über den Piracicaba u. s. w. den Viaduct do Châ in Sao Paulo, sämtlich im Gelenksystem der Gesellschaft Harkort);
- Argentinien (Eisenbahnbrücken für den Hafen von Ensenada (La Plata) und die Ensenada-Bahn, die Ferro-carril del Oeste u. s. w.);
- Ecuador (Strassenbrücken im Gelenksystem);
- Nicaragua (Eisenbahn- und Strassenbrücken, u. a. eine Chiquito-Brücke und den Quesalquaque-Viaduct);
- Guatemala (Eisenbahnbrücken über den Rio Samala und für die Ocos-Bahn);
- Salvador (Eisenbahnbrücken).

Auch in anderen Eisenkonstruktionen als Brücken hat die Gesellschaft Harkort namhafte Bauwerke aufzuweisen, von denen nur die bedeutendsten erwähnt werden mögen. Wir nennen:

im Hochbau: den Sanct Petri-Kirchturm in Hamburg, die meisten Lagerhäuser für die Lagerhausgesellschaft in Hamburg, den Speicher für die Magdeburger Lagerhausgesellschaft, Lagerschuppen für Köln, die Bahnhofshalle in Oberhausen, den Leuchtturm auf dem Roten Sande in der Nordsee (Abb. 60, S. 79);

im Hafen- und Kanalbauwesen: zahlreiche Schleusentore, u. a. die sämtlichen Schleusentore für den Nord-Ostsee-Kanal in Brunsbüttel und Holtenau, die Stauanlage in Bocholt, das Verschlussponton für den Duisburger Hafen, den Saaraqueduct bei Hessen in Elsass, die Schwimmdocks für die Gesellschaft Pioneer in Lübeck, das Schiffshebewerk in Henrichenburg (Dortmund-Ems-Kanal), Abb. 61—63 S. 80—82, die Schiebetore für die neuen Marinedocks in Kiel;

im Mühlenbauwesen: zahlreiche Silos, u. a. für Stettin, Lüneburg und Bologna;

im Kranenbauwesen: zahlreiche Kranenwagen, Kranengestelle und Kranenlaufbahnen u. a. den Drehkran für die Schiffswerft der Herren Blohm & Voss in Hamburg, (Abb. 66 S. 85, Tragkraft 100 t bei 20 m Auslage, Tragkraft 45 t bei 32,5 m Auslage, höchste Rollenlage 45,5 m über Quai);

im Bergwerkswesen: zahlreiche Schacht- und Fördertürme, Schachtgestänge und Maschinenträger, Kunstkreuze, Balanciers und Tanks;

im Eisenbahnwesen: zahlreiche Drehscheiben, Schiebebühnen und Eisenbahnwaggons

Gründungsarbeiten.

Auf dem Gebiete des Fundierungswesens ist das Werk der Gesellschaft Harkort eines der ersten gewesen, welches das aus Frankreich stammende pneumatische (Luftdruck-)Verfahren in Deutschland einführt und in vielen Fällen ausübt.

Es kamen im Laufe der Zeit folgende Gründungen und Pfeilerbauten zur Ausführung:

- 1876 die 3 Rheinbrücken bei Altbreisach, Hüningen und Neuenburg;
- 1877 die Schleuse bei Neu Breisach (Rhein-Rhône-Kanal);
- 1878 die Störbrücke bei Itzehoe;
- 1878 die Mstabrücke bei Werebja, Russland, Linie Petersburg-Moskau;
- 1879 der Griesheimer Sammelbrunnen für das Wasserwerk in Darmstadt;
- 1880—1881 die Schleibrücke bei Stubbe;
- 1881 die Ruhrbrücke bei Witten-Bommern;
- 1882 die Weserbrücke bei Bodenwerder;
- 1882—1885 der Leuchtturm auf dem Roten Sande in der Nordsee (Abb. 60 S. 79).
- 1883 die Brücke über die Jarama bei Arganda in Spanien;
- 1885 die Argeschbrücke bei Pitest in Rumänien, Linie Bukarest—Pitest;
- 1885 die Warnowbrücke bei Rostock;
- 1885—1886 die Eiderbrücke bei Friedrichstadt in Holstein, Linie Heide-Riebe der Holstein'schen Marschbahn;
- 1885—1886 die Drehbrücke über die Husumer Aue bei Husum, Linie Heide—Riebe der Holstein'schen Marschbahn;
- 1887—1900 8 Sammelbrunnen und 2 Pumpenkammern für das Wasserwerk zu Düsseldorf (Flehe);
- 1894 die Elbbrücke bei Dresden (Bahnhofsumbau);
- 1895 der Saraquadukt bei Oberhammer in Elsass;
- 1898—1900 die Rheinbrücke bei Worms, Linie Worms—Rosengarten (Abb. 52, S. 72);
- 1901 die Brücke über die Havel bei Spandau.

Es sind von der Gesellschaft Harkort seit Aufnahme dieses Geschäftszweiges 26 grössere Fundirungsarbeiten zur

Ausführung gekommen, mit 72 pneumatisch gegründeten, 3 auf Brunnen, 13 auf Beton zwischen Spundwänden, 1 in offener Baugrube und 5 auf Pfahlrost zwischen Spundwänden fundierten Einzelbauwerken.

Die Grösse der Senkkästen (Caissons) bewegte sich zwischen 10 qm (Jaramabrücke) und 300 qm Grundfläche (Mstabrücke bei Werebia, Russland), die Tiefe der Versenkung betrug bis 22 m unter Wasser (Leuchtturm auf dem Roten Sande in der Nordsee).

Auch mit der Konstruktion ganz eiserner Pfeiler hat sich die Gesellschaft vielfach befasst und dabei mit grossem Erfolg die Herstellung von Stützen aus eisernen Schraubpfählen durchgeführt und deren Konstruktion weiter ausgebildet.

Die Schraubpfähle bestehen entweder aus gusseisernen Hohlpfählen mit gusseisernen Schraubenblättern oder aus massiven Rundeisenstangen mit gusseisernen massiven Schraubenblättern.

Hohle Schraubpfähle kamen u. a. zur Verwendung bei der Avebrücke bei Villa do Conde (Portugal), welche 2 Strompfeiler aus je 4 Schraubrohren 500 mm im Durchmesser mit Schraubenblättern von 1300 mm im Durchmesser enthält, die 8 Meter in den Sand eingeschraubt wurden; ferner bei der Eisenbahnbrücke und der Strassenbrücke über den Akerselven in Christiania (Norwegen) und der Brücke über Tiggesensminde in Norwegen; schliesslich in ausgedehntester Masse bei der Eisenbahnbrücke über die Meeresbucht Kwala Deli auf Sumatra (Deli-Spoorweg—Maatschappij), bei welcher 4 Pfeiler zu je 4 Schraubpfählen und 17 Pfeiler zu je 2 Pfählen bis 25 Meter in den Morast eingebohrt vorkommen. Die Pfähle waren dabei 600 mm, die Schraubenblätter 1800 mm im Durchmesser.

Massive Schraubpfähle kamen zur Anwendung bei den verschiedensten Landungsbrücken (Landungsbrücken in Lagos und auf Madoera), bei Drehbrücken zur Stützung der Brückenden in ausgedrehtem Zustande und im grossartigsten Massstabe bei der Stromsperre des Cantonflusses bei Whampoa (China). Diese besteht aus 350 eisernen Duc d'Alben, deren Pfähle aus massiven 120 bis 160 mm dicken Rundeisen mit gusseisernen Schraubenblättern von

600—900 mm Durchmesser bestehen. Ueber dem Flussboden gehen die massiven Schraubpfähle in hohle Rohre aus Quadranteisen über, die mit ersteren gelenkartig verbunden sind, um je zu dreien oben zusammengezogen und durch ein gusseisernes Kopfstück zum Duc d'Alb verbunden werden zu können. Bei diesem Bauwerke von etwa 750 m Länge waren etwa 1000 Pfähle 6—8 m tief einzuschrauben, eine Arbeit, die mit allem Zubehör in der kurzen Zeit von 8 Monaten ausgeführt wurde.

Wagenbau.

Der Bau von Eisenbahnwagen wurde von der Gesellschaft Harkort im Jahre 1879 aufgenommen und begann mit einer umfangreichen Lieferung für die Holländischen Kolonien auf Java. Seitdem hat sich diese Abtheilung des Werkes immer weiter ausgebildet und arbeitet ausser für die deutschen Bahnen für das nähere und entferntere Ausland.

Ingenieurarbeiten.

Das Technische Bureau der Gesellschaft Harkort hat sich im Laufe der Zeit zu einem Konstruktionsbureau von Ruf herausgebildet.

In früheren Zeiten liess der Staat als grösster Arbeitgeber im Brückenbau seine Entwürfe ausschliesslich durch eigene Ingenieure aufstellen und auch die Provinzen und Kreise hatten für diese Arbeiten ihre eigenen Kräfte.

Diese Verhältnisse haben sich insofern sehr geändert, als in neuerer Zeit die Staats- und sonstigen Behörden gerade für die wichtigeren und grösseren Bauwerke den Wettbewerb der ausführenden Brückenbauanstalten heranziehen.

In den letzten 7 Jahren wurden der Gesellschaft Harkort folgende Preise für Wettbewerbsarbeiten ertheilt:

1895 Rheinbrücke bei Bonn III. Preis;

1896 Rheinbrücke bei Worms (Strassenbrücke) III. Preis;

1897 Rheinbrücke bei Worms (Eisenbahnbrücke) I. Preis;

1897 Elbbrücke bei Harburg—Wilhelmsburg I. Preis;

1898 Moselbrücke bei Trarbach I. Preis;

1901 Neckarbrücke bei Mannheim III. Preis.

Ferner sind auf dem Wege des freien Wettbewerbes oder auf Grund eigener Entwürfe der Gesellschaft Harkort folgende Ausführungen zugewiesen worden: die Ruhrbrücke bei Witten, die Weserbrücke bei Bodenwerder, der Leuchtturm auf dem Rothen Sande in der Nordsee (Abb. 60, S. 79), die Jaramabrücke bei Arganda (Spanien), die Warnowbrücke bei Rostock, die Argeschbrücke bei Pitest (Rumänien), die Eiderbrücke bei Friedrichstadt, die Stromsperre bei Whampoa (China), die Lippebrücke bei Wesel, die Emsbrücke bei Hanekenfähr, die Drehbrücke über die Hafeneinfahrt in Köln, die Eisenkonstruktion zum Schiffshebewerk in Henrichenburg (Dortmund—Emskanal), die Rheinbrücke bei Worms (Abb. 52, S. 72), die Moselbrücke bei Traben—Trarbach (Abb. 54, S. 74), die Lübecker Stadtbrücken über den Ems—Trave-Kanal (Abb. 55, S. 75), die Ruhrbrücke an der Ackerfähre zu Duisburg, die Brücke über den Oberhafen in Hamburg; die Lokomotiv-Reparatur-Werkstatt für Opladen (Eisenbahn-Direktion Elberfeld) u. s. w.

Gelenkbrücken.

Nach eigenen Entwürfen und zwar in einem ganz besonders für den Export geeigneten Gelenksystem, das sich durch eine besonders einfache, selbst durch ungeübte Leute zu bewerkstelligende Montage auszeichnet, wurden die zahlreichen Gelenkbrücken System Harkort zur Ausführung gebracht, die sich in der ganzen Welt zerstreut vorfinden und besonders in Japan, Formosa, Siam, Sumatra, Madoera, Südafrika, Oranje Vrijstaat und Brasilien ein weites Absatzgebiet gefunden haben.

Nachdem das Gelenksystem der Gesellschaft Harkort nach jahrelangen Vorstudien im Jahre 1881 eine brauchbare, eigentümliche und selbständige Form angenommen hatte, ist dasselbe seit dieser Zeit in etwa 250 Einzelbauwerken von 15 bis 90 m Stützweite zur Ausführung gekommen. Beispiele für derartige Brücken sind in den Abb. 57—59, S. 77—78 gegeben.

Auszeichnungen.

Auf der im Jahre 1883 zu Amsterdam stattgehabten internationalen Ausstellung wurde unser Gelenkbrückensystem mit der höchsten Auszeichnung, dem Diplome d'honneur, bedacht.

Im übrigen wurde die Gesellschaft Harkort auf allen von ihr beschickten Ausstellungen, deren Anzahl allerdings klein ist, durch Preise ausgezeichnet und zwar:

- in Wien 1873 durch Verleihung der „Fortschritts-, Verdienst- und Mitarbeiter-Medaille“,
 - in Sidney 1879 durch den „Ersten Preis für Ingenieurleistungen und Eisenqualität“,
 - in Düsseldorf 1880 durch die „silberne Medaille für ausgezeichnete Leistungen auf dem Gebiete des Brückenbaues“,
 - in Melbourne 1881 durch die „Goldene Medaille für Brückenbauten und Eisenqualität“,
 - in Amsterdam 1883 durch die Verleihung des „Ehrendiploms“ für Gelenkbrücken speciell für den Export geeignet,
 - in Paris 1900 durch die Verleihung des „Grand prix“, zweier goldener und einer bronzenen Medaille für Mitarbeiterschaft.
-

Die Werke der Gesellschaft Harkort (Brückenbau, Wagenbau und Walzwerk) liegen sämtlich unmittelbar am Rheinufer in einer sowohl für den unmittelbaren Schiffsverkehr mit Rotterdam, Amsterdam, Antwerpen u. s. w., als auch für die Verladungen auf dem Eisenbahnwege vorzüglich günstigen Lage. Von zwei Eisenbahnen, der früheren Berg. Märk. Hüttenbahn landseitig und der früheren Rheinischen Eisenbahn rheinseitig umschlossen, und von den Fluten der bedeutendsten deutschen Wasserstrasse gespült, liegt das Werk für den Export nach allen Richtungen und Ländern wie geschaffen. Die von demselben eingenommenen Grundstücke haben eine Grösse von etwa 14 ha; die Zahl der ständig beschäftigten Arbeiter beträgt etwa 1200, steigt aber bis auf 1500 und mehr, je nachdem grössere oder kleinere Montagen im Gange sind. Die Jahreserzeugung an fertigen Waaren, Brücken, Wagen und sonstigen Eisenkonstruktionen, beziffert sich auf rund 15000 Tonnen, ungerechnet die fast gleich grosse Produktion des Walzwerkes an Halbfabrikaten. Die Wagenbauabteilung ist für eine Erzeugung von 700—1000 Eisenbahn-Fahrzeugen eingerichtet.

Der Betrieb der Werke, welcher etwa 1500 Pferdestärken erfordert, erfolgt im Walzwerk und Wagenbau durch Dampf, im Brückenbau durch Elektrizität und Pressluft, welche beide in einer gemeinsamen Kraftanlage erzeugt werden. Die Beleuchtung ist durchweg elektrisch und erfolgt von derselben Centrale aus.



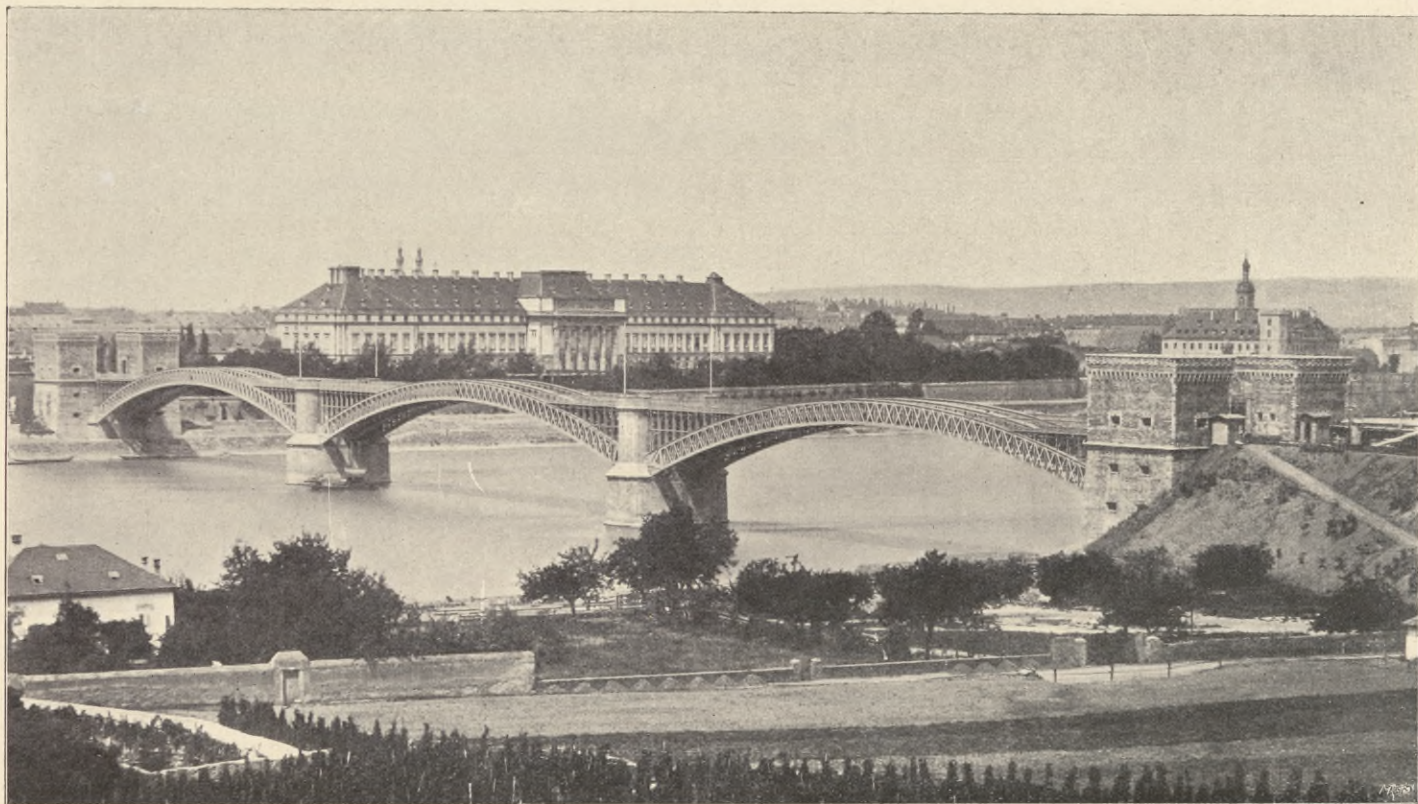


Abb. 47. EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN BEI COBLENZ (Linie Coblenz-Niederlahnstein) ausgeführt 1863 im Verein mit der Kölnischen Maschinenbauanstalt in Köln von JOH. CASPAR HARKORT IN HARKORTEN bei Haspe i. W.

Zweigleisige Brücke nach dem Entwürfe von Hartwich, Sternberg, Bendel, bestehend aus 3 Oeffnungen von 98,0625 m Stützweite im Gesamtgewicht von 1930 T.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

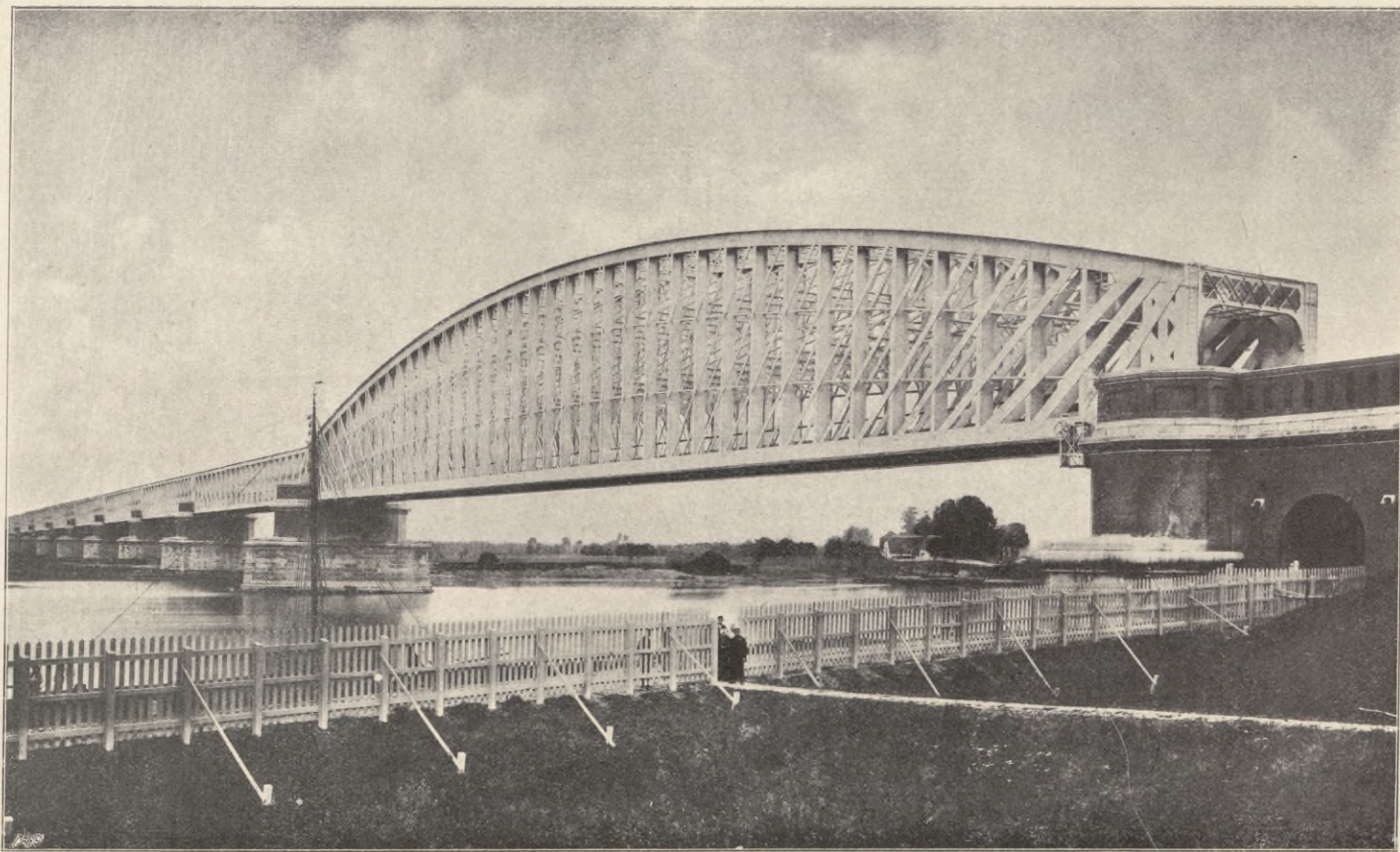


Abb. 48. EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN LECK BEI KUILENBORG IN HOLLAND (Linie Utrecht-Boxtel) ausgeführt 1866—1868 von JOH. CASPAR HARKORT IN HARKORTEN bei Haspe i. W.

Zweigeleisige Brücke nach dem Entwurf von G. van Diesen, J. D. Evers, J. Rouppe van der Voort, bestehend aus 7 Öffnungen von 59,5 m, 1 Öffnung von 83,5 und 1 Öffnung von 154,4 m Stützweite im Gesamtgewicht von 5075 T.



Abb. 49. EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DIE SÜDERELBE BEI HARBURG (Venlo-Hamburger Bahn) ausgeführt 1870—1871 von JOH. CASPAR HARKORT IN HARKORTEN bei Haspe i. W.

Zweigeleisige Brücke nach dem Entwurf von Baurat Lohse, bestehend aus 4 Oeffnungen von 99,177 m und 6 Oeffnungen von 30,914 m Stützweite, im Gesamtgewicht von 3041 T.

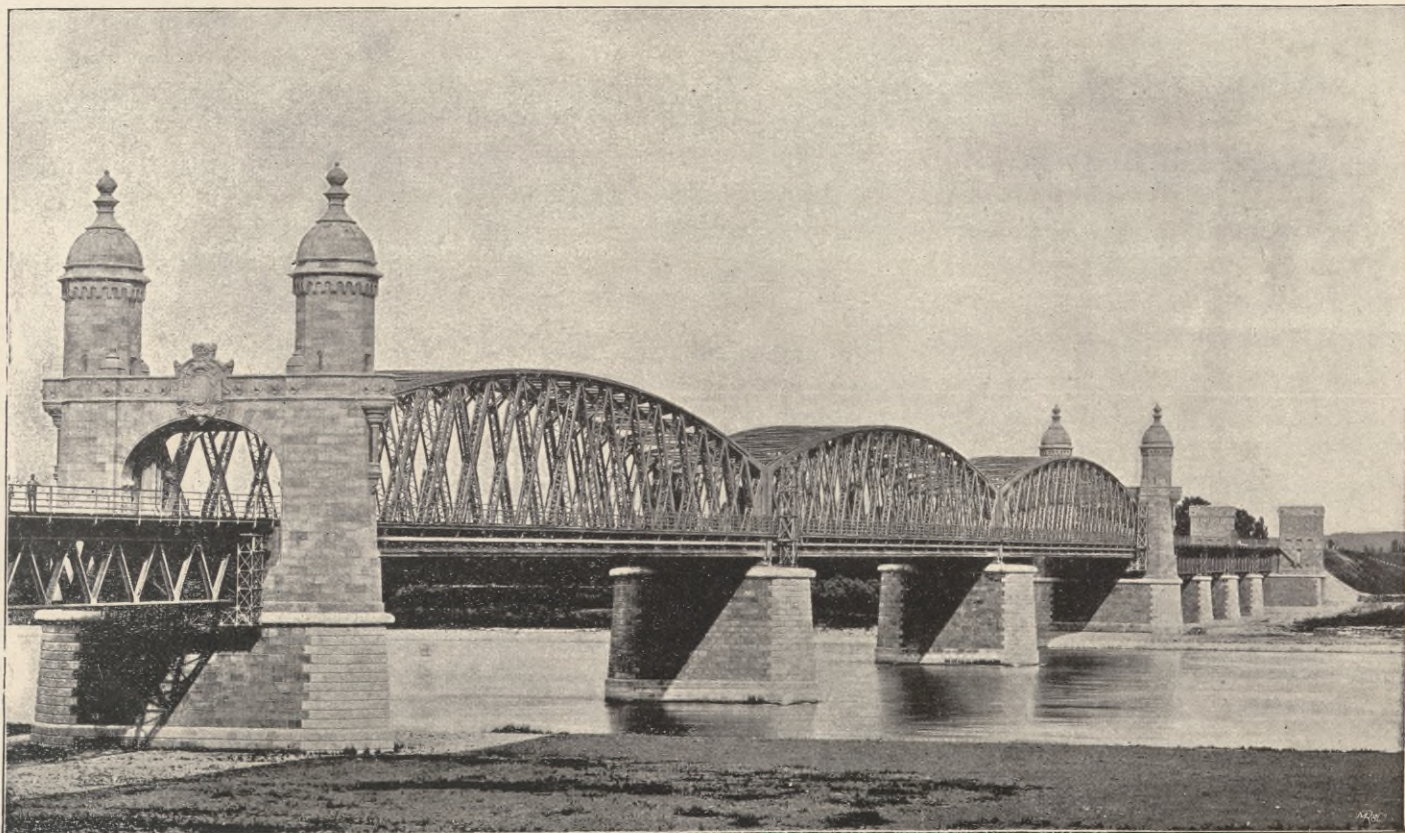


Abb. 50. BRÜCKE ÜBER DEN RHEIN BEI ROPPENHEIM (Reichseisenbahnen in Elsass-Lothringen, Linie Rastatt-Röschwoog). Ausführung des gesamten Bauwerkes, der Pfeiler und Eisenkonstruktionen durch die GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

Zweigeleisige Eisenbahnbrücke, bestehend aus 9 Vorlandöffnungen (18 Brückenkörpern) von 31,08 m Stützweite (1672 t) und 3 Stromöffnungen von 92 m Stützweite (2923 t) im Gesamtgewicht von 4595 t. Strompfeiler wurden pneumatisch bis 18 m Tiefe versenkt, während die 2 Widerlager und 7 Vorlandpfeiler zwischen Spundwänden auf Beton gegründet wurden. Bauzeit 1893—1894.



Abb. 51 STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN BEI KEHL-STRASSBURG, ausgeführt von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

Strassenbrücke mit Holzpflaster auf Beton über Zoreisen und mit asphaltierten Fusswegen von 16,25 m Breite, bestehend aus 2 Seitenöffnungen von 88,2 m und 1 Mittelloffnung von 57,33 m Stützweite im Gesamtgewicht von 27,4 T, Architektur von Professor Dörr in Karlsruhe.



Abb. 52 EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN BEI WORMS. Entworfen und ausgeführt 1898–1900 von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein, Baurat Hofmann in Worms und R. Schneider in Berlin

Zweigeleisige Eisenbahnbrücke mit seitlichen Fusswegen von je 1,5 m Breite, Linie Worms-Hofheim, bestehend aus 34 eingleisigen Oberbauten (17 Öffnungen von 34,5 m (2530 T), 2 seitlichen Stromöffnungen von 102,2 m (je 878 T) und 1 mittleren Stromöffnung von 116,8 m Stützweite (1085 T) im Gesamtgewicht von 5371 T. Die Stromöffnungen sind Bogenfachwerke mit aufgehobenem Horizontalschub, und haben „freischwebende“ Fahrbahntafel, System Harkort. Die Strompfeiler wurden pneumatisch, die übrigen Pfeiler zwischen Spundwänden auf Beton fundiert. Der ursprüngliche Entwurf Harkort—Prof. Frentzen—R. Schneider wurde 1895 mit dem I. Preise ausgezeichnet.



Abb. 53. EISENBAHN- UND STRASSENBRÜCKE ÜBER DIE YSSEL BEI WESTERVOORT-ARNHEIM, Linie Zevenaar-Arnheim. Ausgeführt 1899–1901 von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein

Zweigeleisige Eisenbahn- und Strassenbrücke, bestehend aus 8 Oeffnungen von 42,2 m und 1 Oeffnung von 116,47 m Stützweite, im Gesamtgewicht von 5740 T. Jedes Geleis, sowie die Strasse, sind durch besondere Tragwerke überführt. Die Strassenbrücke ist 5,9 m breit und mit Holzbohlen belegt



Abb. 54. BRÜCKE ÜBER DIE MOSEL BEI TRARBACH-
TRABEN, Entworfen u. ausgeführt 1898—1899 von der
GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am
Rhein, Bruno Möhring und R. Schneider in Berlin.

Strassenbrücke mit Steinpflaster und Platten-
belag auf den Fusswegen, 9,85 m breit, bestehend
aus 2 Seiteneöffnungen von je 54,45 m und 2 Mittel-
öffnungen von je 64,85 m Stützweite, im Gesamt-
gewicht von 859 T. (Wettbewerb 1897 I. Preis.)



Abb. 55. STRASSENBRÜCKE AM MÜHLENTOR IN LÜBECK
 ÜBER DEN ELBE-TRAVE-KANAL ausgeführt 1899 von der
 GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

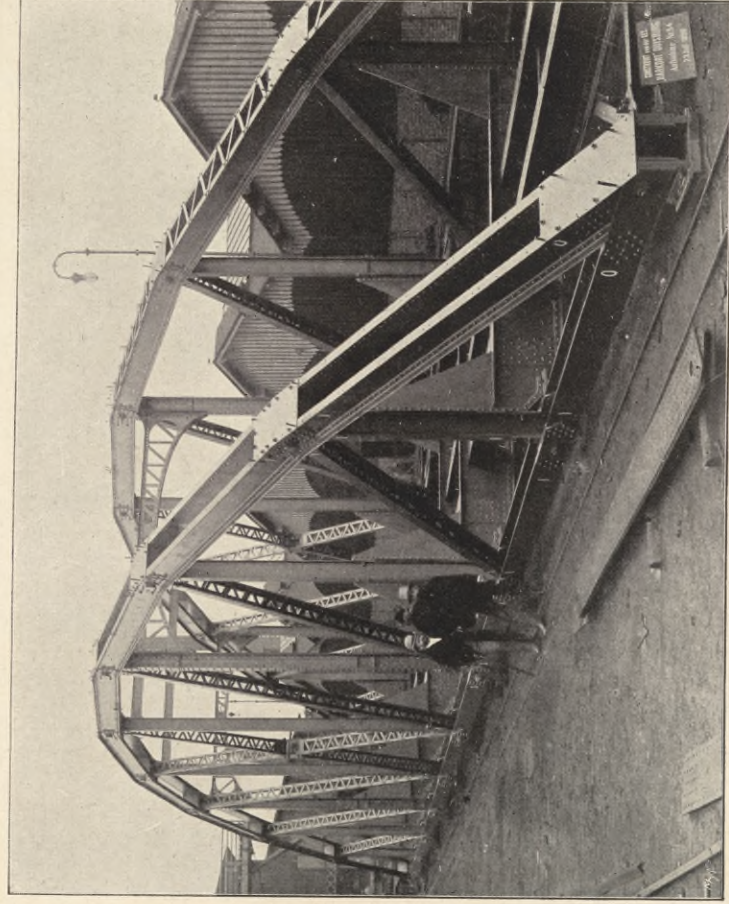
Strassenbrücke mit auf Buckelblechen gepflasterter Fahrstrasse und mit asphaltierten Fusswegen, 18 m breit, im Gewicht von 682 T. Continuirliche Brücke über 3 Oeffnungen von 19,664 . 41,786 . 19,664 m Stützweite mit versteifender, im Hauptträger verankerter Kette. Entworfen vom Baudirektor Rehder in Lübeck, construiert und ausgeführt von Gesellschaft Harkort in Duisburg am Rhein, Architektur von G. Thielen in Hamburg.



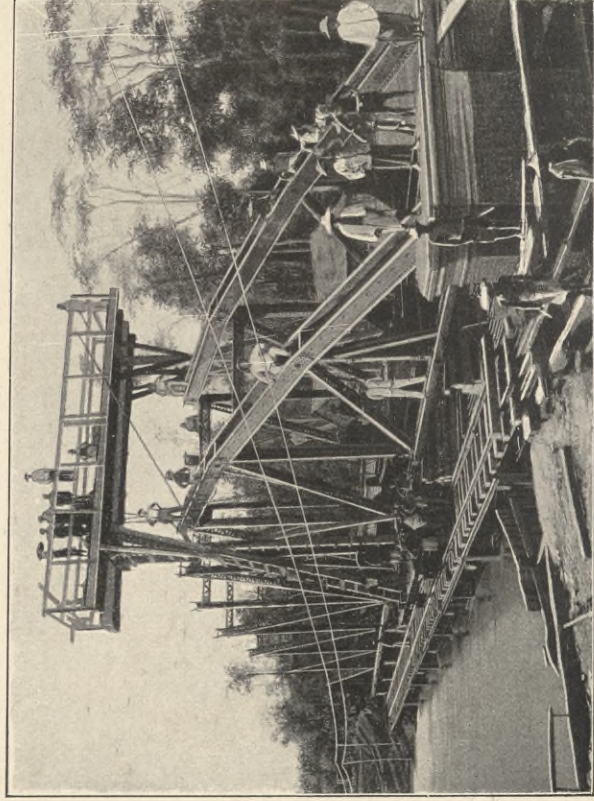
Abb. 56. EISENBAHNBRÜCKE ÜBER DEN MINNESUND
IN NORWEGEN ausgeführt 1880 von der GESELL-
SCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

15 Öffnungen von 20—62 m
Weite, mit 15 eisernen und 4 stei-
nernen Pfeilern.

Abb. 57 u 58. SOENGEI-OELAR-BRÜCKE AUF SUMATRA, DELI-SPOORWEG-MAATSCHAPPY. Konstruiert und ausgeführt nach eigenem Gelenksystem von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG a. Rh



Auf dem Werkhofe probeweise aufgestellt.



Während der Aufstellung an der Baustelle.

Gelenkbrücke, System Harkort, eingleisig; Spurweite 1,067 m, Stützweite 61,5 m, Gewicht 135,7 T. Montiert in 15 Tagen (6. bis 20. Januar 1890) durch 87 Kulis unter Aufsicht zweier Europäer

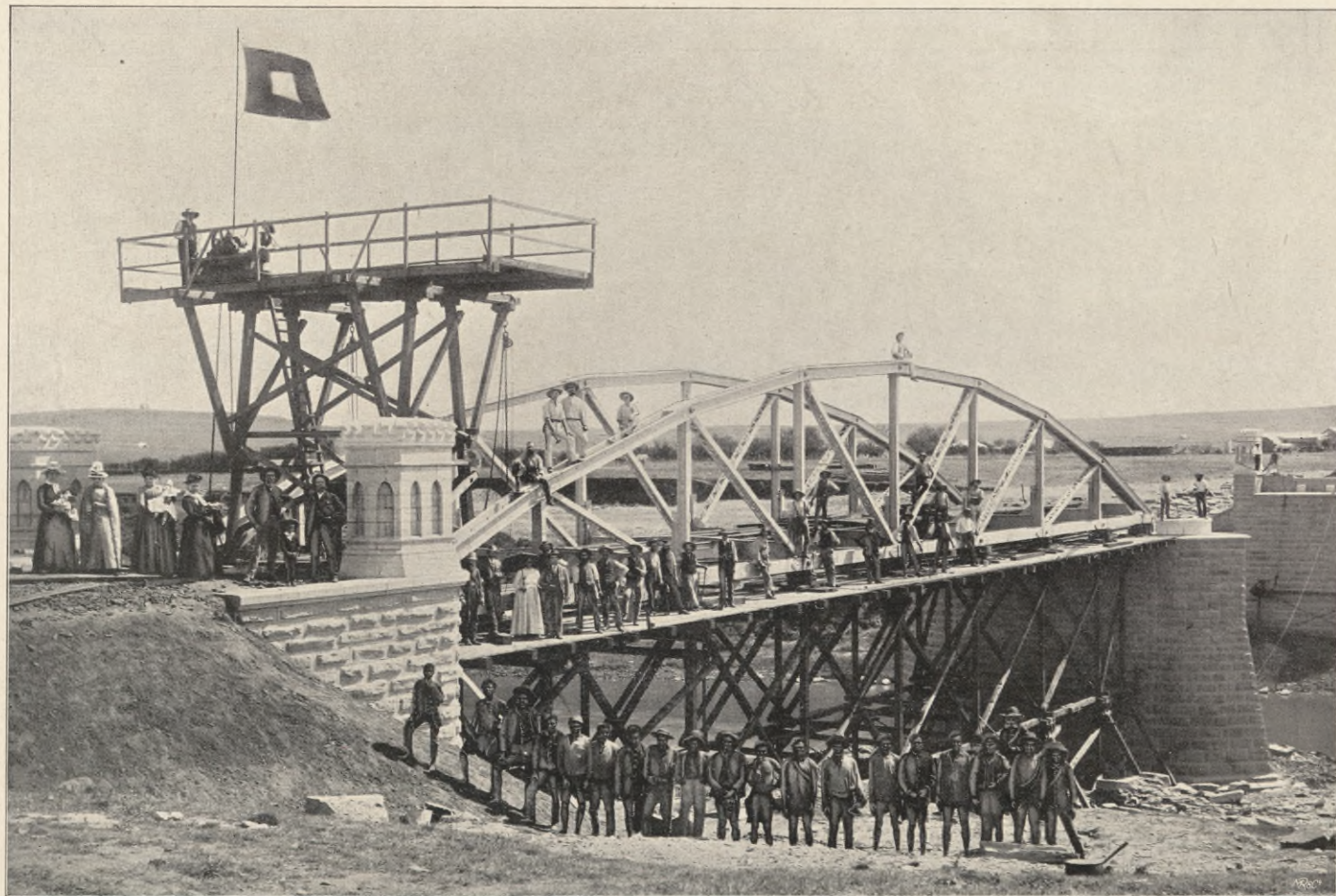


Abb. 59. BRÜCKE ÜBER DEN VAALFLUSS BEI STANDERTON (SÜD-
AFRIKA). Konstruiert und ausgeführt 1890 nach eigenem Gelenksystem
von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein

Strassenbrücke mit Holzbelag, Gelenksystem Harkort,
bestehend aus 2 Oeffnungen von je 41,2 m Stützweite
und 6,25 m Breite im Gesamtgewicht von 157,6 T. Auf-
stellung durch Kaffern unter Leitung zweier Europäer



Abb. 60. LEUCHTTURM AUF DEM ROTEN SANDE IN DER NORDSEE.
Konstruiert und in allen Teilen ausgeführt von der
GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

Der Turm liegt in offener See 50 km von Bremerhaven entfernt. Gründung mittels Pressluftverfahrens. Der in Bremerhaven zusammengesetzte linsenförmige Senkkasten von 115 qm Grundfläche wurde schwimmend und mit allen Geräten ausgerüstet durch 3 Schlepper zur Seebaustelle bugsiert, durch Wassereinlass auf den 8 m tiefen Meeresboden abgesetzt und dann ohne Hilfsgerüste 24 m tief abgesenkt. Höhe des Bauwerkes von Sohle ab 57 m; Eisengewicht 500 T; Mauerwerk und Beton 2800 cbm; Faschinen 5000 cbm; Steinwurf 600 cbm; theoretischer Bodenaushub unter Luftdruck 950 cbm. Bauzeit 3 Jahre.

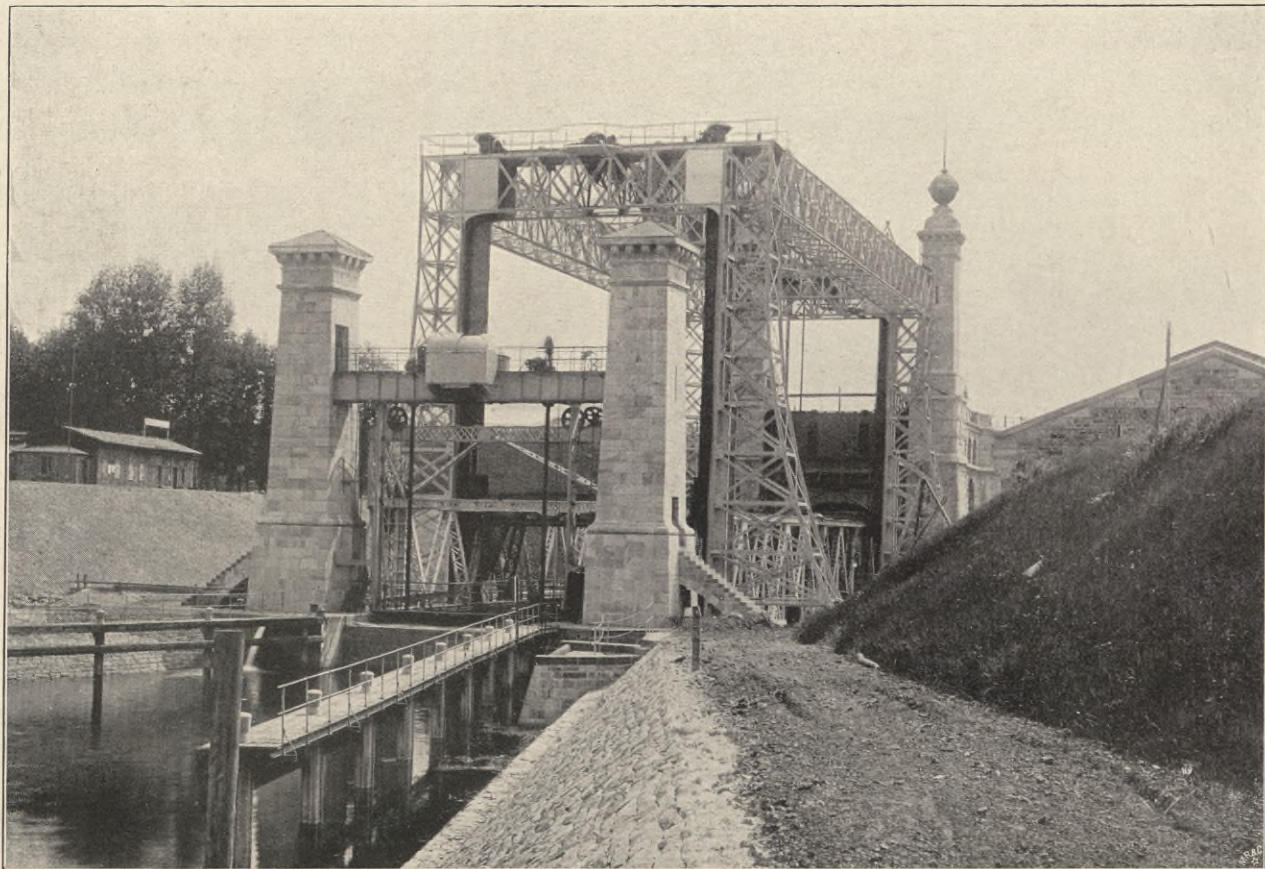


Abb. 61. EISENKONSTRUKTIONEN ZUMSCHIFFSHEBEWERK IN HENRICHENBURG,
(Dortmund-Ems-Kanal). Konstruiert und ausgeführt 1897—1899 im Auftrage der
Firma Haniel & Lueg in Düsseldorf von der GESELLSCHAFT HARKORT IN
DUISBURG a. Rh. (2110 T).

Schiffshebewerk Henrichenburg.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

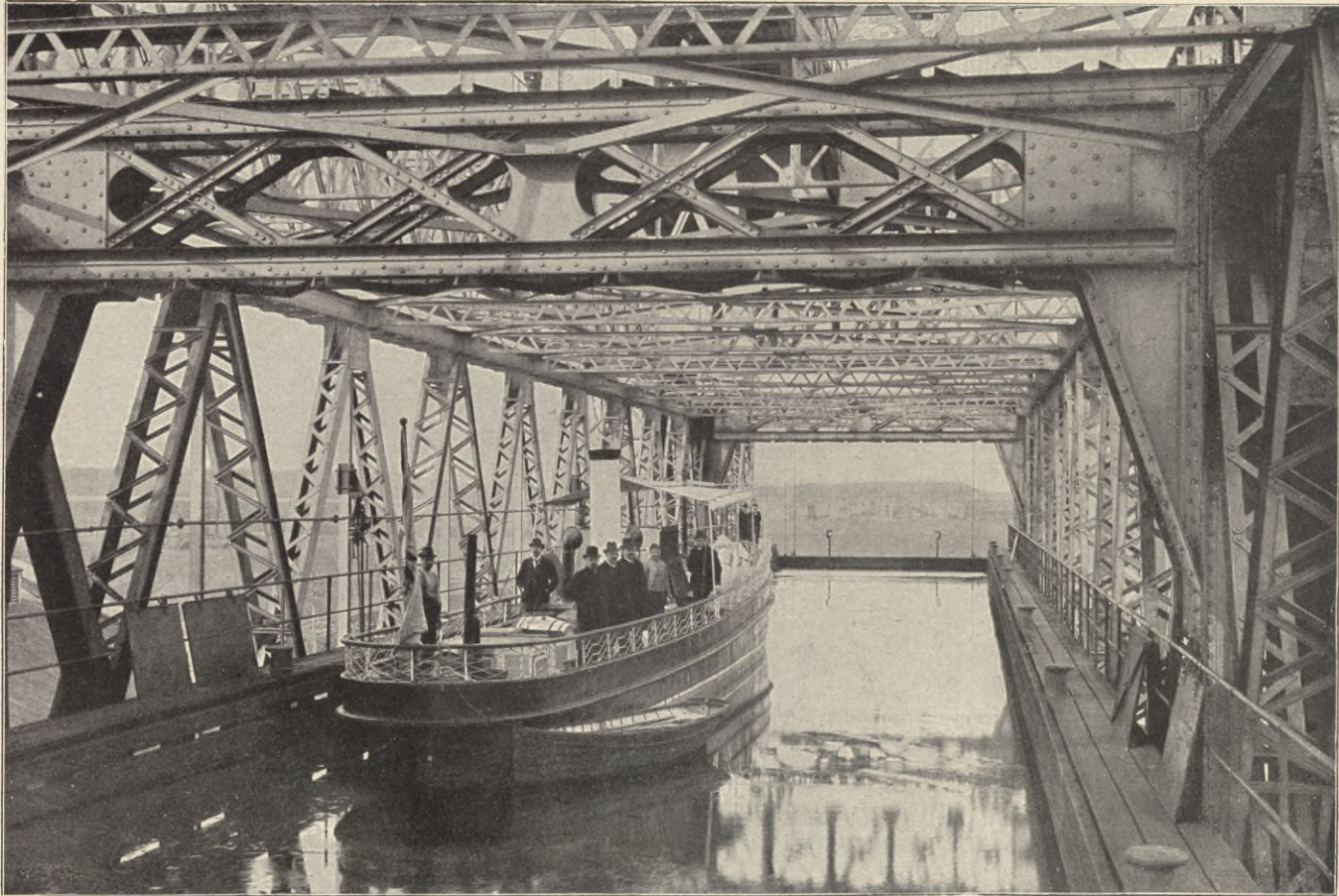


Abb. 62. EISENKONSTRUKTIONEN ZUM SCHIFFSHEBEWERK IN HENRICHENBURG,
(Dortmund-Ems-Kanal). Konstruiert und ausgeführt 1897—1899 im Auftrage der
Firma Haniel & Lueg in Düsseldorf von der GESELLSCHAFT HARKORT IN
DUISBURG a. Rh. (2110 T).

Blick in's Trog-Innere.

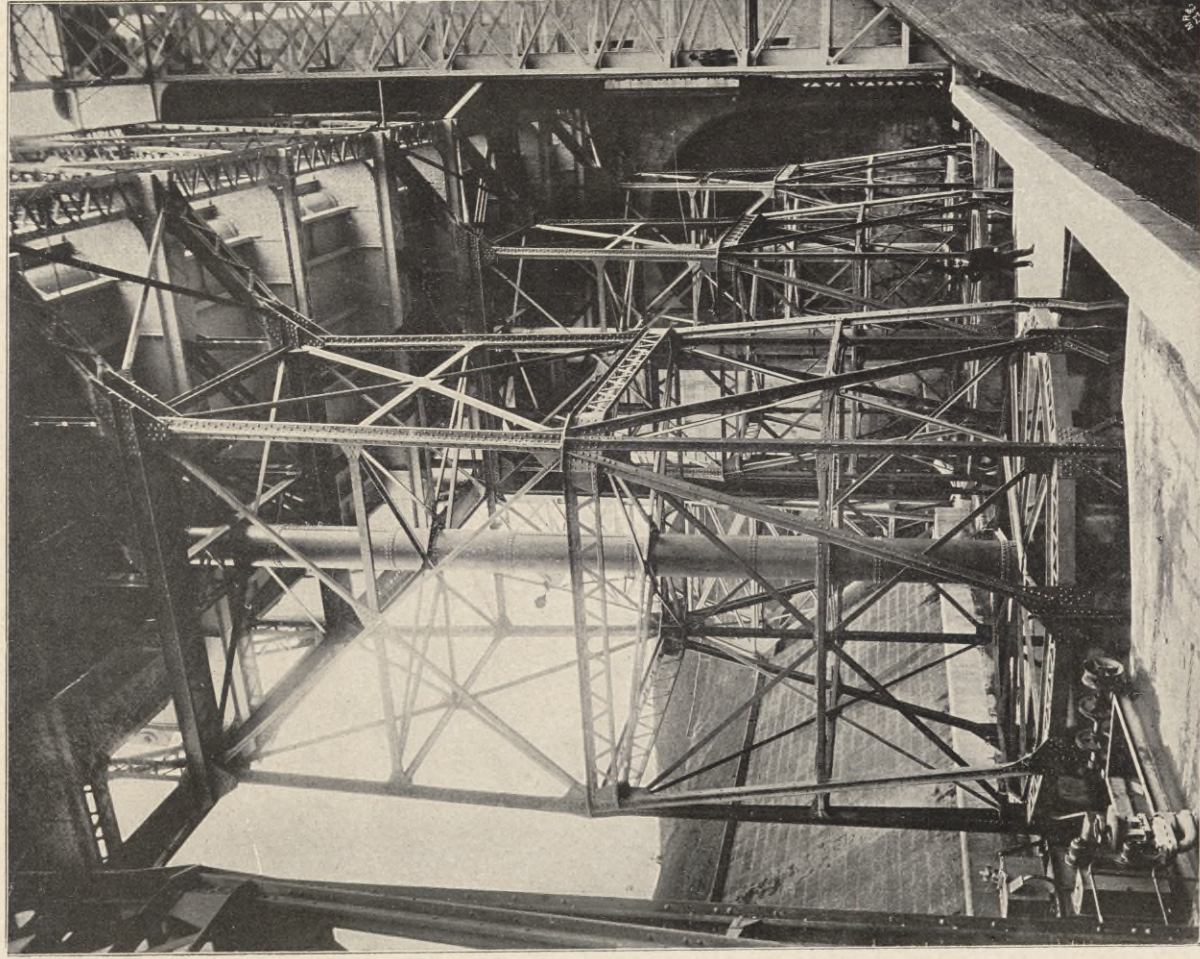


Abb. 63. EISENKONSTRUKTIONEN ZUM SCHIFFSHEBEWERK
HENRICHENBURG (Dortmund-Ems-Kanal). Konstruiert
und ausgeführt 1897—1899 im Auftrage der Firma Haniel &
Lueg in Düsseldorf von der GESELLSCHAFT HARKORT
IN DUISBURG am Rhein. (2110 T)

Trogstützen.



Abb. 64. ELEKTRISCHE SCHWEBEBAHN BARMEN-ELBERFELD-VOHWINKEL,
(System Eugen Langen). Der vierte Teil der Brücken und Stützen ausgeführt
von der GESellschaft HARKORT IN DUISBURG am Rhein. (4000 T).

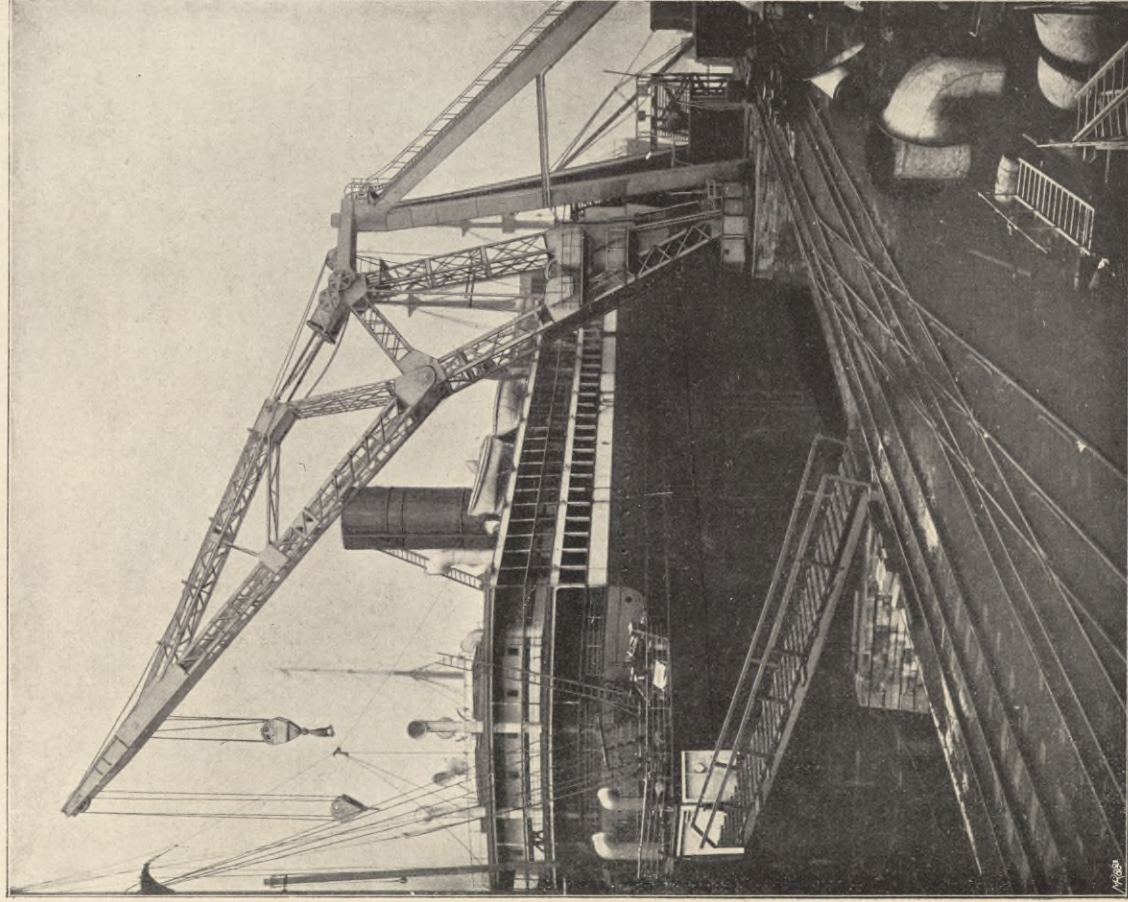
Ueber der Wupper in Elberfeld,



Abb. 65. ELEKTRISCHE SCHWEBEBAHN BARMEN-ELBERFELD-VOHWINKEL,
 (System Eugen Langen . Der vierte Teil der Brücken und Stützen ausgeführt
 von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein. (4000 T).

Landstrecke in Sonnborn.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
 KRAKÓW



Krahn bei weitester Auslage.

Abb. 66. 150 TON-DERRICKKRAN FÜR BLOHM & VOSS IN HAMBURG. Eisenkonstruktionen entworfen und ausgeführt i. A. der Duisburger Maschinenbau-Aktiengesellschaft vorm. Bechem & Keetman in Duisburg von der GESELLSCHAFT HARKORT IN DUISBURG am Rhein.

Tragkraft: 150 T bei der Probebelastung, 100 T bei 20 m und 30 T bei 32,5 m Ausladung. Kleinste Ausladung 17 m, dabei größte Höhe von 47 m. Höhe des Drehbockes 24 m, Drehwinkel des Auslegers 180°. Betrieb durch Dampfkraft. Gesamtgewicht des Krans 300 T. Aufgestellt 1898.

Verlagsbuchhandlung von Julius Springer in Berlin N.

S - 96





Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295903