

Alle Rechte vorbehalten.

Geschleuderte Beton- und Eisenbetonrohre.

Von Dr.-Ing. Erwin Marquardt, Stadtbaurat in München.

I. Geschichtliche und statistische Angaben.

Während der früheste Gebrauch von Gußeisenrohren für die Wasserkunst in Versailles um 1682 stattfand und Stahlblechrohre etwa seit 1820 in Anwendung sind, geht die Verwendung von Betonrohren in U.S.A. bis 1842, in Deutschland bis 1863 zurück. Seither sind in den deutschen Gemeinden weit über 3000 km Kanalisationsrohre aus Beton verlegt worden, während die nordamerikanischen Städte in noch viel bedeutenderem Umfange Zementrohre angewendet haben, so daß der Anlagewert der Kanalisationsrohre aus Beton bis Ende 1926 in U.S.A. auf 1,13 Milliarden RM geschätzt wird. Die ersten Ausführungen von Eisenbetonrohrleitungen gehen auf den Franzosen Bordenare zurück (1887), und nach ihm waren Monier, Coignet, Bonna und Hennebique entschlossene Vorkämpfer für die verschiedensten Eisenbetonrohrbauweisen. Die größte Verbreitung fand in Frankreich das Bonna-System, nach dem die Stadt Paris bis heute über 200 km in Lichtweiten von 300 bis 1250 mm und bis zu 4 at Innendruck ausgeführt hat, wovon 35 km Eisenbetonrohre mit innerer Blechhaut sind. Seit 1905 finden wir kühne und umfangreiche Düker- und Druckrohrleitungen aus Eisenbeton in U.S.A., Spanien, Italien, der Schweiz u. a. Da das Eisenbetonrohr hauptsächlich bei größeren Lichtweiten und kleineren Druckhöhen in Wettbewerb mit dem früher fast ausschließlich maßgebenden Rohr aus Flußstahlblech getreten ist, so betreffen die früheren Ausführungen in Eisenbeton vorwiegend durchlaufende, fugenlose röhrenförmige Leitungen, die an Ort und Stelle eingeschalt, bewehrt und betoniert werden (kreis- und haubenförmige Leitungen). Später setzte dann — abgesehen von den in Deutschland 1 m langen runden und eiförmigen Kanalisationsrohren aus Beton (vgl. DIN 1201) — die Verwendung von Eisenbetondruckrohren ein, die fabrikmäßig in einzelnen Schüssen hergestellt und an Ort und Stelle zusammengesetzt werden. Besonders umfangreich ist die Verwendung fabrikfertiger Einzelrohre aus Eisenbeton in U.S.A. geworden, wo große Kanalisationsrohre vielfach unmittelbar auf der Baustelle in zerlegbaren eisernen Formen stehend gegossen, gestampft oder eingerüttelt werden und sich in den letzten 15 Jahren infolge ihrer großen Innenglatte und der für sie konstruierten beweglichen Rohrverbindungen zunehmender Beliebtheit erfreuen und in Lichtweiten bis 274,3 cm und Baulängen bis 6,10 m hergestellt werden.

Wenn auch in den letzten Jahren die Herstellung von Betonrohren in stehenden Formen durch Stampfen, Pressen oder das gleichfalls festigkeitserhöhende Einrütteln des Betonmaterials infolge weitgehender Zuhilfenahme von Maschinenarbeit gegenüber früher beschleunigt, vereinfacht und verbilligt worden ist, so hat doch erst die Anwendung des schon vor dem Kriege zur Herstellung von Hohlmasten gebräuchlichen Schleuderverfahrens eine Umwälzung in der Herstellung von Eisenbetonrohren gebracht, wie sie wohl auf keinem Gebiete des Bauwesens so gründlich durch die Erfindung und Verwendung von Maschinen gewesen ist. Hiermit hat die Herstellung von Eisenbetonrohrleitungen nicht nur den heutigen Stand der Anfertigung von Gußeisenrohren nach dem Schleuderverfahren erreicht und ist damit zur Fließarbeit geworden, sondern sie ist im Begriffe, in maschinen- und betriebstechnischem Sinne sogar den Herstellungsvorgang von Rohren aus Flußstahlblech zu übertreffen.

II. Die mechanischen Grundlagen des Schleudervorganges.

Bei der Verwertung der Fliehkraft zur Herstellung zylindrischer Betonhohlkörper hat man es mit waagrecht gelagerten Drehformen zu tun. Dabei macht es für die Beurteilung des physikalischen Vorganges bei der Schleuderung keinen Unterschied, ob die Drehform — wie beim Vianini-Verfahren — auf einer zentralen Welle gelagert und unmittelbar durch diese angetrieben wird, oder ob die Schleuderform, wie bei der Mehrzahl der Schleuderverfahren, durch die Reibung von Treibrollen in Bewegung versetzt wird, auf denen die Drehform frei liegt. Das erste Patent letzterer Antriebsart ist an William C. Fernu erteilt worden (U.S.A.-Patent Nr. 482405 vom 13. September 1892). Da an Stelle des früher bei einzelnen Verfahren (z. B. Otto & Schlosser) üblichen Anschleuderns des Mörtels gegen eine durchlässige Holzform heute durchweg die Verwendung undurchlässiger eiserner Schleuderformen getreten ist, so wird im folgenden angenommen, daß das Anmachwasser beim Schleudern in der Rohrform bleibt. — Bewegt sich das Massenelement dm im Abstande r mit der Winkelgeschwindigkeit ω um die Achse der Drehform, dann ist die Zentrifugalkraft von dm (Abb. 1):

$$(1) \quad dN = dm r \omega^2.$$

Eine in der Drehform befindliche Flüssigkeit nimmt vermöge der zwischen Formwand und Flüssigkeit bestehenden Reibung bei schneller Drehung der Rohrform bald nahezu die gleiche Drehgeschwindigkeit wie letztere an und übt in einem Punkte m auf die Formwand den Druck p aus (Abb. 2):

$$(2) \quad p = \sqrt{(r \omega^2)^2 + g^2} - 2 g r \omega^2 \cos \alpha.$$

Am tiefsten Punkte der Drehform, wo $\alpha = 180^\circ$, beträgt der Wanddruck des Flüssigkeitsteilchens

$$(3) \quad p_u = r \omega^2 + g,$$

während im Scheitel, wo $\alpha = 0$,

$$(4) \quad p_o = r \omega^2 - g$$

wird, d. h. der senkrecht nach oben wirkenden Schleuderkraft wirkt das Eigengewicht der Schleudermasse entgegen. Innerhalb der eine zusammen-

hängende Masse bildenden Schleuderschlüssigkeit findet nun ein Druckausgleich derart statt, daß die Schleudermasse unten unter dem Einfluß des höheren Druckes p_u ($p_u > p_o$) nach der weniger gepreßten Scheitelform gehoben wird, was zur Folge hat, daß die Stärke der Schleudermasse von unten nach oben

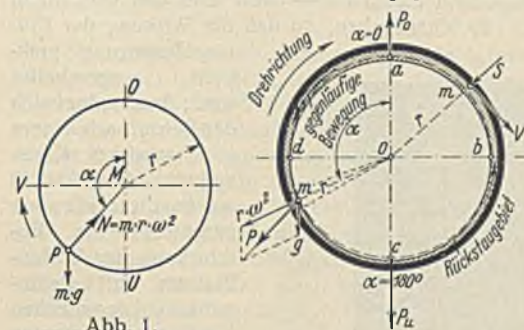


Abb. 1.

Abb. 2. Anordnung des Betons in der Schleuderform.

zunimmt. Da weiter die Schleuderform im Uhrzeigersinne gedreht wird, so wird die Schleudermasse rechts unten rückstauartig aufgehoben und wird sich in der Pfeilrichtung entgegengesetzt zur Drehrichtung der Schleuderform zu drehen bemühen. Je kleiner die Umdrehungszahl wird, desto mehr nimmt die nach oben verdrängte Flüssigkeitsmasse zu, desto mehr verdickt sich der Scheitel, bis $r \omega^2 = g$ und $p_o = 0$ bzw. $p_u = 2g$ wird. In diesem Zustande kann sich die Flüssigkeit nicht mehr im Scheitel halten, sie löst sich ab und stürzt gießbachartig nach unten. Das Ausweichen der Flüssigkeitsteilchen nach der höher gelegenen Zone des geringeren Druckes erzeugt wegen der in Umdrehung befindlichen Schleudermasse eine Anschwellungswelle, die gegenüber der Drehform in Bewegung ist.

Zementmörtel unterliegt natürlich ähnlichen Bedingungen. Da er während des Schleudervorganges verdichtet und — je nach dem Herstellungsverfahren der Rohre mehr oder weniger — entwässert wird, so behält er seine unter der Fliehkraftwirkung gebildete Form bei. Der vorbeschriebene Vorgang der Ablösung der Flüssigkeitsmasse von der Drehform bei Verminderung der Umdrehungszahl und des gießbachartigen Herabstürzens kann bei einzelnen Schleuderverfahren bei Beendigung der Rohrschleuderung beobachtet werden. Bezeichnen wir die Schleuderkraft mit

$$(5) \quad S = m r \omega^2 = \frac{m v^2}{r} = \frac{G}{g} \cdot \frac{v^2}{r} = \frac{G}{g} \cdot \frac{(2 \pi r n)^2}{60} = \frac{G r n^2}{900},$$

dann erzeugt 1 l geschleuderten Betons von $G = 2,2 \text{ kg}^1$) eine Schleuderkraft von

$$(6) \quad S_1 = \frac{2,2 r n^2}{900} = \frac{r n^2}{409,09},$$

d. h. bei einem Halbmesser der Schleuderform $r = 1 \text{ m}$ ergibt sich das Gleichgewicht $G = S_1 = 2,2 \text{ kg}$ bei

$$(7) \quad n = \frac{30}{\sqrt{r}} = 30 \text{ Umdrehungen.}$$

Gl. 5 läßt erkennen, daß die Schleuderkraft mit dem Quadrate der Umfangsgeschwindigkeit und mit dem Eigengewichte der Schleudermasse

¹⁾ Bei frisch geschleudertem Mörtel beträgt das Raumgewicht 2,35, das des Eisenbetons 2,5.

zunimmt²⁾; sie zeigt aber auch, daß die Vergrößerung der Rohrlichtweite in immer geringerem Maße die Schleuderkraft verstärkt (Abb. 3).

Um die vorbeschriebene, in der Scheitelgegend auftretende Verdickung der Schleudermasse zu vermeiden, die zu ungleichmäßigen Wand-

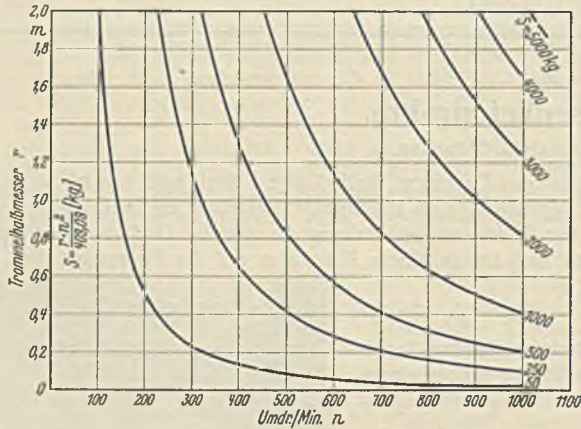


Abb. 3. Zusammenhang zwischen Schleuderkraft, Rohrlichtweite und Umlaufzahl.

stärken der Rohre führen würde, muß man mit der Umdrehungszahl — wie dies ja auch allgemein üblich ist — weit über den vorstehend ermittelten Wert von $n = 30$ hinausgehen, so daß die Wirkung der Erd-

beschleunigung praktisch ausgeschaltet wird; dann ordnet sich der Beton nach einem gleichachsigen Kreiszylinder *abcd* (Abb. 2) an. Aus diesem Grunde geschieht die Beschickung der Schleuderform mit Betonmörtel bei den meisten Verfahren (die einzige Ausnahme bildet u. W. das STAC-Verfahren) erst dann, wenn die Trommel auf eine bestimmte Umdrehungszahl gebracht ist (Fülltour etwa 8 m/sek gegenüber rd. 20 m/sek bei der Schleudertour), waseit Einführung des Elektromotors keine Schwierigkeiten mehr macht. Ebenso kann man erst dann zur Beendigung des Schleudervorganges durch allmähliche Verminderung der Drehzahl und Bremsung der Schleudermaschine ohne die Gefahr unsymmetrischer Ausbildung der inneren Hohlkörperform schreiten, wenn das Betonmaterial genügend verfestigt und entwässert ist und seine Gewölbewirkung der Eigengewichtswirkung standhält.

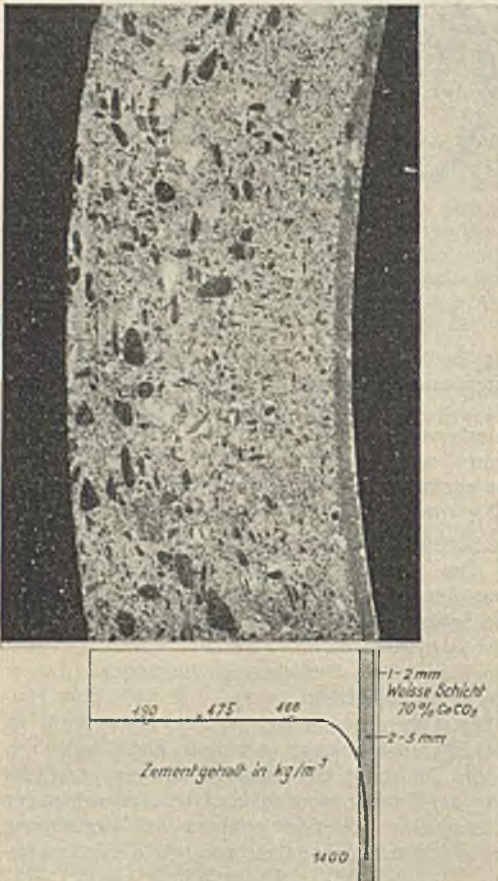


Abb. 4.

Schliff eines Rohrschubens aus Reuß-Material bei Flügeln (Vianinirohr) mit Zementgehaltsdiagramm bei durchschnittlich 540 kg Z/m³.

Es ist natürlich, daß durch die Fliedkraftwirkung eine Sortierung der verschiedenen schweren Mörtelbestandteile innerhalb der Rohrwand nach Maßgabe ihres Raumgewichtes stattfindet. Gleich bei Beginn der Schleudrung werden die schweren Zuschläge an die Außenseite geschleudert, wo sie in das feinere Material eingebettet bleiben, während gegen das Rohrinne zu das übrige Material sich ablagert, bis die innerste

²⁾ Hierin liegt die technische Bedeutung der Verwertung der Fliedkraft zur Abscheidung von in Flüssigkeiten suspendierten festen Körpern (Abscheidung von festen Beimengungen aus Lösungen und Abwässern durch Zentrifugen).

Schicht reinen Zements durch den auf sie drückenden innersten Wasser-schleier zusammengepreßt und geglättet wird. Einzelne Fachleute haben in dieser Materialabscheidung schädliche Entmischungsercheinungen erblickt und daher, wie beim Moir-Buchanan-Verfahren, auf Abhilfe gesonnen, weil sie die Abwanderung eines großen Teiles des Zementes nach der Rohrinne, der eine Anreicherung der Außenseite durch schwerere und somit größere Bestandteile entspricht, als eine Schwächung der Rohrwand erachteten. Wir halten jedoch diese Befürchtung bei der Mehrzahl der heutigen Arbeitsverfahren für unbegründet (Abb. 4). Da nur feste Stoffe, nicht aber kolloidale Lösungen an der Entmischung teilnehmen, so bleibt der Zement ziemlich gleichmäßig über die Schleudermasse verteilt. In Abb. 4 bewegt sich der Zementgehalt für 83% der Wandstärke zwischen 466 und 490 kg/m³ Beton und liegt im Mittel bei 478 kg/m³; nur an der Rohrinne beträgt er im Mittel 1400 kg/m³. Diese 2 bis 5 mm starke graue Zementschicht verleiht der Rohrinne die größte Wasserdichtigkeit und hohen Widerstand gegen mechanische und chemische Angriffe. Wenn wir nach den die Entmischung erschwerenden Einflüssen fragen, so ergibt sich folgendes:

1. Da sich ein flüssiger oder gießfähiger Mörtel rascher und gründlicher entmischt als ein weicher oder plastischer, so ist, — abgesehen von den sonstigen Vorzügen mäßigen Wasserzusatzes bei Schleudbetonrohren — ein noch gut plastischer Mörtel vorzuziehen. Je zäher und steifer der Mörtel ist, desto langsamer geschieht die Verlagerung der Zuschlagstoffe. Ein höherer Wasserzusatz macht sich überdies nicht allein durch Verminderung der Steifigkeit, sondern auch durch Verringerung des spezifischen Gewichts der Mörtelmasse bemerkbar. Je größer aber der Unterschied zwischen dem spezifischen Gewichte der groben und der feinen bzw. gelösten Bestandteile ist, desto rascher und tiefgreifender vollzieht sich die Materialtrennung.

2. Weiter ist die Form und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge von Wichtigkeit. Da letztere im Verhältnis zum Gewicht möglichst groß sein soll³⁾, so begünstigt flacher, glatter Kies die Absonderung der groben Zuschläge. Zuschläge von rauhem und kurzplütrigem Gefüge verdienen daher den Vorzug, was auch zur Erzielung eines möglichst zugfesten Betons nur erwünscht ist.

3. Gut abgestufte, gemischtkörnige Zuschläge möglichst gleichartiger petrographischer Beschaffenheit sind vorzuziehen, wobei Korngrößen über 15 mm vermieden werden sollten.

4. Eine weitere Möglichkeit der Verminderung der Entmischungsvorgänge besteht in der Aufteilung der Rohrwandung in mehrere Ringlamellen von geringerer Stärke bei gleichzeitiger Verringerung der Umdrehungsgeschwindigkeit (wie z. B. beim Moir-Buchanan-Verfahren), in der Abstufung der Umlaufgeschwindigkeit während der Rohrschleudung, in der mehrmaligen Unterbrechung des Schleudervorganges mit jeweils anschließender Entwässerung und Innenglättung der Rohre (z. B. beim Hume-Verfahren), in der allmählichen Beschickung der Drehform mit Mörtel (z. B. beim Vianini-Verfahren) oder endlich in der Verarbeitung von Asbestfasern mit dem Betonmörtel wie bei den Eternitrohren oder bei den in mehreren Lagen geschleuderten Vianini-Asbestrohren der Internationalen Siegwart-Balken-Gesellschaft, Luzern. Ganz allgemein ist jedoch zu sagen, daß die optimalen Umlaufzahlen der Schleudermaschine bei der Fülltour und bei der Schleudertour besonders vom spezifischen Gewicht und der Bindefähigkeit der Zuschlagstoffe bzw. von der Mörtelkonsistenz abhängig sind.

³⁾ Die Begründung hierfür läßt sich unschwer aus der von Grashof (Theoretische Maschinenlehre, Hydraulik, S. 883 ff., Leipzig 1875) gegebenen Beziehung für den Druck des unbegrenzten Wassers auf relativ bewegte feste Körper ableiten, wonach dieser Druck $P = \zeta_w \gamma F \cdot \frac{v^2}{2g}$ ist, wo ζ_w

den Widerstandswert, γ das Einheitsgewicht des Wassers, $F = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$ die größte Querschnittsfläche und v die Geschwindigkeit des bewegten Körpers ist. Krey hat bekanntlich Versuche zur Ermittlung des Widerstandsbeiwertes ζ_w vorgenommen (Mittelungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, Heft 1, Berlin 1921). Die Bestimmung des hierbei notwendigen mittleren Korndurchmessers von (nicht zu feinen) Sanden und Kiesen kann zweckmäßigerweise dadurch geschehen, daß man das Gemenge vom Gesamtgewichte G in einzelne Kornstufen vom Gewicht g_1, g_2, \dots und den Durchmessern d_1, d_2, \dots zerlegt; dann ist $G = g_1 + g_2 + \dots = n \cdot \frac{\pi \cdot D^3}{6}$, wo n die Zahl der Körner und D ihr gesuchter mittlerer Durchmesser ist. Wenn n_1, n_2, \dots die Anzahl der Körner in jeder Korngruppe ist, dann ist:

$$g_1 = n_1 \cdot \frac{\pi \cdot d_1^3}{6}; \quad g_2 = n_2 \cdot \frac{\pi \cdot d_2^3}{6} \text{ usw.}$$

Somit:

$$D = \sqrt[3]{\frac{G}{\frac{g_1}{d_1^3} + \frac{g_2}{d_2^3} + \frac{g_3}{d_3^3} + \dots}}$$

III. Die wichtigsten Schleuderbetonverfahren und ihre Erzeugnisse.

a) Die Herstellungsweise und Baustoffe der Rohre.

1. Die Firma Dyckerhoff & Widmann AG. stellt in ihren Betonwerken Cossebaude-Dresden nichtbewehrte, sowie doppelt und einfach spiralbewehrte Schleuderbetonrohre und geschleuderte Eisenbetonmantelrohre DRP. nach einem Verfahren her, dessen Erfinderin und Patent-

so weit erhärtet, daß die Form auf die aus vier Treibrollen bestehende Schleuderbank gelegt und der innere Eisenbetonmantel nach vorherigem Einsetzen des maschinell gewickelten Eisenkorbes eingeschleudert werden kann (Abb. 8). Hierbei wird der ziemlich trockene, jedoch noch plastische Beton, dessen größtes Korn 15 mm nicht überschreitet, durch einen auf der Stirnseite herangebrachten Fülltrichter

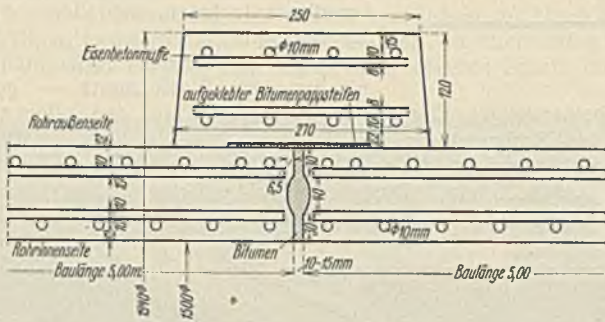


Abb. 5. Doppelt spiralarmiertes Schleuderbetonrohr ϕ 1500 mm mit Stoßausbildung.

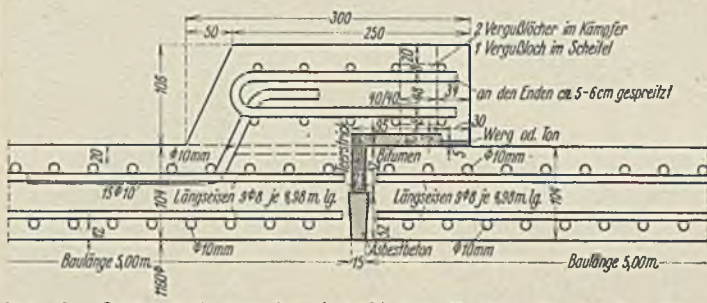


Abb. 6. Schleuderbetonrohr ϕ 1160 mm für den Mordgrabendüker (Kanalbauamt Neuhaldensleben).

inhaberin die Deutschen Schleuderröhrenwerke Otto & Schlosser in Meissen sind, die 1905 zum ersten Male mit ihren Erzeugnissen (Schleuderhohlmaße) auf den Markt kamen. Für Druckwasserleitungen mit kleineren Betriebsdrücken wie Schleusenrohre für Durchlässe, Düker usw. kommen — je nach Lichtweite — die doppelt oder einfach spiralbewehrten Schleuderbetonrohre in Frage, deren normale Baulänge zur Beschränkung der Zahl der Rohrstöbe 5 m beträgt. Die Muffe wird bei kleineren Lichtweiten in der Form der angesetzten Glockenmuffe, bei größeren Rohren als Eisenbeton-Überschiebering ausgebildet. Abb. 5 zeigt die Stoßausbildung mit Überschiebermuffe, die entweder in gleicher Weise wie die Rohre geschleudert oder auf der Baustelle hergestellt wird. Die in Abb. 6 dargestellte Spezialmuffenverbindung findet Anwendung bei Dükerrohren, bei denen jederzeit eine Nachdichtung von innen her möglich sein muß, da die Zugänglichkeit von außen her fehlt.

Ein besonders hochwertiges — weil auch bei größeren Wasserdrücken völlig dicht haltendes — Druckrohr stellt das Eisenbeton-Mantelrohr DRP. dar, das namentlich für große Durchmesser und höhere Betriebsdrücke in Frage kommt⁴⁾. Zur Erzielung völliger Wasserdichtigkeit und zur Aufnahme der erhöhten Ringzugspannungen wird die Rohrwandung aus drei Teilen gebildet: In der Mitte liegt ein dünnwandiger (2 bis 3 mm) wasserdicht geschweißter Blechmantel, auf der Innenseite befindet sich ein angeschleudertes Eisenbetonmantel, während auf der Außenseite ein Eisenbetonrohr stehend angegossen wird (Abb. 7a u. b).

Zunächst werden die beiderseits des Blechmantels gelegenen Eisenbewehrungen jede für sich aus 200 m langen Rundeisenrollen durch eine Wickelmaschine endlos aus einem Stück gewickelt. Sodann wird der äußere Eisenbetonmantel aus hochwertigem Zement bei stehender Schleuderform unter Verwendung von Fülltrichtern gegossen, wobei der Blechmantel als innere Schalung dient. Durch fleißiges Abklopfen der außenstehenden Schleuderform und des innenstehenden Blechmantels mit Preißhämmern und Stochern des flüssigen Betons mit Eisenstangen wird der Beton eingerüttelt und verdichtet, sowie dem Entstehen von Luftblasen und Sandadern vorgebeugt. Nach 24 Stunden ist der in der vorbeschriebenen Weise stehend gegossene äußere Eisenbetonmantel aus hochwertigem Portlandzement

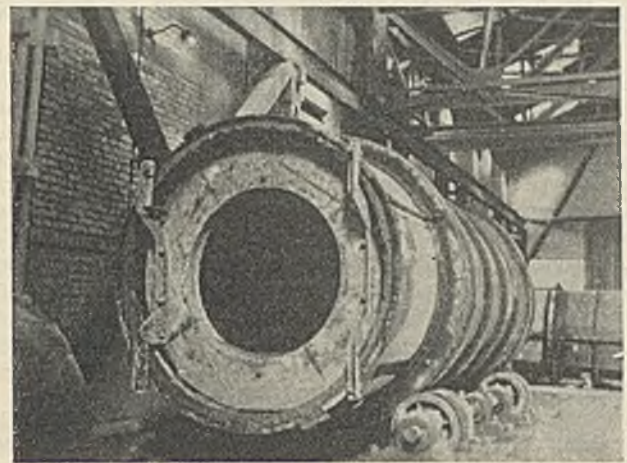


Abb. 8. Schleuderform auf der Schleuderbank.

von 350 l Inhalt in die Schleuderform eingesetzt (Mischungsverhältnis 1:3 $\frac{1}{2}$ bis 1:4). Nach beendeter Schleuderung (Dauer bei einem 1500 mm weiten und 5 m langen Rohr über 20 min) wird die Schleuderform samt dem Rohr durch einen Kran von der Schleuderbank abgehoben, das im Rohrinneeren angesammelte Anmachwasser sorgfältig beseitigt, das Rohrinneere selbst durch Gummischaber geglättet und das Rohr während der nächsten 24 Stunden in der Drehform in der geschlossenen Fabrikhalle gelagert. Hierauf wird das Rohr entschalt und im Freien unter dem Schutze von Strohmatte- oder Rupfenabdeckung gelagert und während der ersten Zeit der Erhärtung zur Verminderung der Schwindinflüsse gut feucht gehalten.

Weisen die Eisenbetonmantelrohre gegenüber Rohren aus Flußstahlblech einerseits vor allem den Vorteil auf, daß der wasserdichte Blechmantel durch die beiderseitige Betonumhüllung rostgeschützt ist, so ermöglicht der Stahlblechmantel andererseits die Ausbildung der Muffe in ähnlicher Weise wie bei guß- oder schmiedeisernen Rohren. Die hierdurch ermöglichte Ausführung der Rohrdichtung nach den in jahrzehntelangen Erfahrungen erprobten Grundsätzen bildet für Wasserversorgungs-

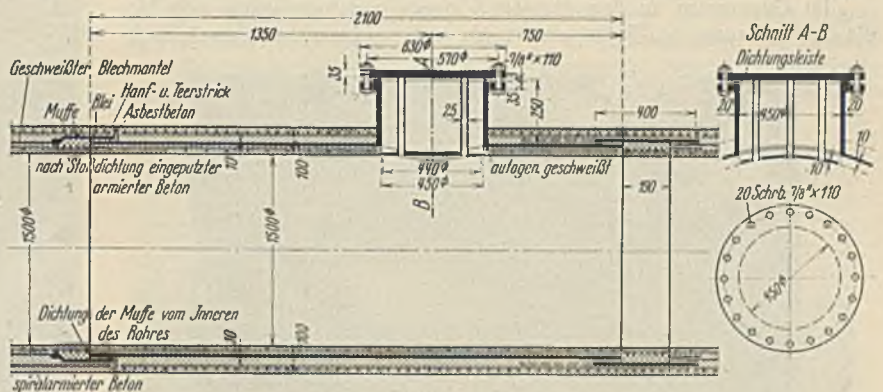


Abb. 7a. Muffenausbildung eines geschleuderten Eisenbetonmantelrohres System Dywidag DRP. mit Einbau eines Mannlochdeckels in eine 1500 mm weite Wasserleitung mit Überschieber.

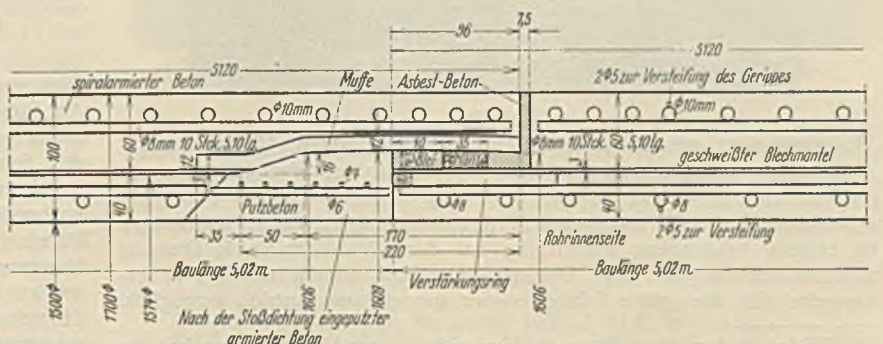


Abb. 7b. Einzelheit der Rohrstoßausbildung.

⁴⁾ In einem neuen Wasserbauhandbuch wird unverständlicherweise das Eisenbetonrohr mit Blechmantel als nicht nachahmenswert bezeichnet.

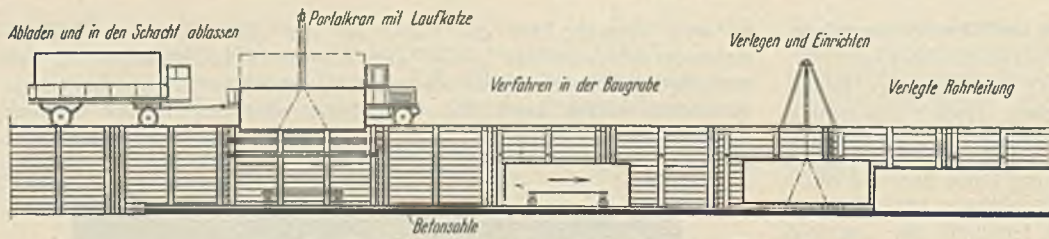


Abb. 9. Verlegungsvorgang bei eingeschalteter Baugrube.

rohre einen aus betriebstechnischen und hygienischen Gründen nicht zu unterschätzenden Vorteil (Abb. 7b). Ein weiterer Vorzug liegt in der Verstemmung der Dichtung vom Innern des Rohres aus, bei der die Unannehmlichkeiten später notwendiger Nachdichtung infolge Verfaulens oder Austreibens der Muffenpackung ebenso vermieden werden, wie die bei von außen her gedichteten Muffenrohren entstehenden Wandrauigkeiten, da durch nachträgliches Einbringen (nach der Leitungsprüfung) von bewehrtem Putzbeton die innere Rohrwandung fugen- und absatzlos glatt geschlossen wird. Die Dichtung findet an dem vorher erhärteten Asbestbeton ein festes Widerlager. Um die beim Verstemmen der Muffe auftretenden Schlagbeanspruchungen (Verwendung von Preßluftwerkzeugen oder Einpressen der Dichtung) aufnehmen zu können, wird die innere und äußere Rundeisenbewehrung an den Rohrenden enger als rechnerisch nötig gelegt. Aus dem gleichen Grunde wird ein Ende des Flußstahlblechmantels durch warmes Aufziehen der Muffe, die mit zwei Schweißnähten dicht mit dem Blechmantel verschweißt wird, ausgebildet, während der Verstärkungsring am Rohrschwanz kalt eingezogen und an der Stirnseite des Rohres mit dem Blechmantel verschweißt wird.

Abb. 9 zeigt den Vorgang bei der Verlegung der 5 m langen Rohre in Straßenzügen, das heißt in versteifter Baugrube, wo das ziemlich standhafte Untergrundmaterial die Weglassung von Sprießen im unteren Teil des Rohrgrabens gestattet. Die Rohre werden zur Vermeidung umständlicher Auswechslungen der Querversteifungen an bestimmten, in Abständen von 150 bis 200 m voneinander gelegenen Punkten von dem unter dem Portalkran mit Laufkatze fahrenden Autolastzug in die Baugrube abgelassen und auf der Rohrgrabensohle auf niedrigen Spezialwagen nach dem Verlegeort verfahren (Abb. 10).

2. Das Verfahren der Gebrüder Hume in Adelaide (Australien) wird seit 1910 in Australien, dann in Südafrika und England angewendet. Weitere Schleuderwerke, die nach diesem Verfahren arbeiten, bestehen u. a. in Deutschland (Dobrilugk), Frankreich (Paris), U.S.A. (Detroit und Los Angeles)⁵⁾. Bemerkenswert ist auch, daß eines der größten Gußeisenrohrwerke in Europa, die Stantor Iron Works Ltd. bei Nottingham (England) eine Hume-Rohr-Fabrik mit mehr als $4\frac{1}{2}$ Mill. RM Anlagewert erbaut hat.

Im Gegensatz zu den übrigen Schleuderverfahren spielt sich hier die Schleuderung der Rohre derart ab, daß mehrere, aus zwei Halb-



Abb. 10.

Verlegung von geschleuderten Eisenbetonmantelrohren 1500 mm I. W., 5 at Betriebsdruck für die Wasserversorgung der Stadt Dresden.

zylindern bestehende und in der Mitte zusammengeschraubte Rohrformen in einem Arbeitsgang gleichzeitig auf der Schleuderbank in Drehung versetzt werden (Abb. 11). Der mit dem Elektromotor unmittelbar gekuppelte, für die ganze Schleuderbank gemeinsame Antrieb ermöglicht

⁵⁾ Vgl. Schmah: „Über die Verwendung von Hume-Rohren bei der Kanalisation von Uelzen“. Bautechn. 1930, Heft 5 und 9.

durch Kegelrädigertriebe den gleichzeitigen Antrieb mehrerer gleichlaufender Wellen. Außer dem kraftsparenden Antrieb der Schleuderbank ist an diesem Verfahren bemerkenswert, daß die Schleuderung mehrmals unterbrochen wird. Das Einbringen des ziemlich trockenen Betons — die Amerikaner nehmen einen Beton, bei dem die Setzprobe zwischen $1\frac{1}{2}$ bis 1 Zoll schwankt, d. h. einen erdfuchten Beton mit etwa 8% Wasserzusatz — geschieht

durch beiderseitiges Einschaufeln von Hand an den offenen Stirnseiten der Schleuderform (Fülltour $n = 200$ bis 300). Sobald der Beton eingeschaufelt ist, wird die Umdrehungsgeschwindigkeit gesteigert (i. M. 625/min). Diese erste Schleudertour dauert je nach Art des Materials, der Lufttemperatur und anderen Betriebsbedingungen

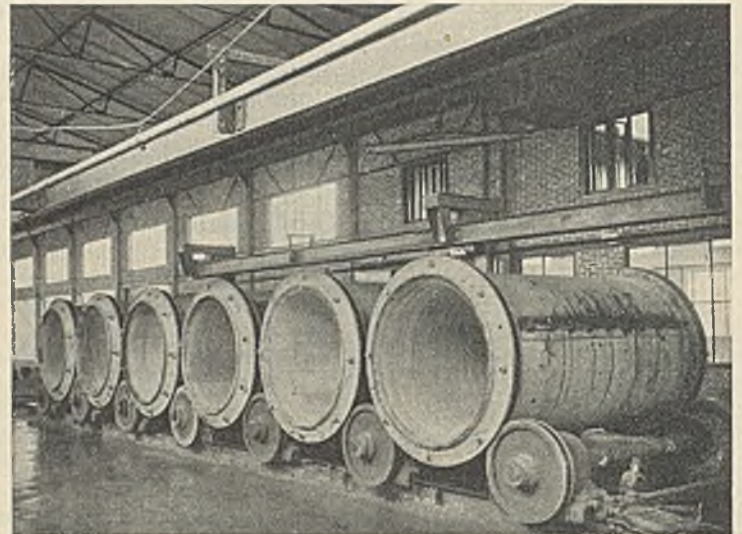


Abb. 11. Rollenbank der Deutschen Humeröhren AG., auf der in einem Arbeitsgang gleichzeitig sechs Rohre bis zu den größten vorkommenden Lichtweiten geschleudert werden.

8 bis 15 min. Hierauf wird das überschüssige Wasser und die Mörtelbrühe mit Bürsten vom Rohrinne besichtigt. Der Beton hat bereits eine solche Dichtigkeit erlangt, daß er keine Druckstellen mehr hinterläßt. Nachdem das Wasser aus dem Rohrinne besichtigt ist, beginnt die zweite Schleudertour ($n = 550$ bis 700/min), die den Zweck hat, das Rohrinne zu glätten.

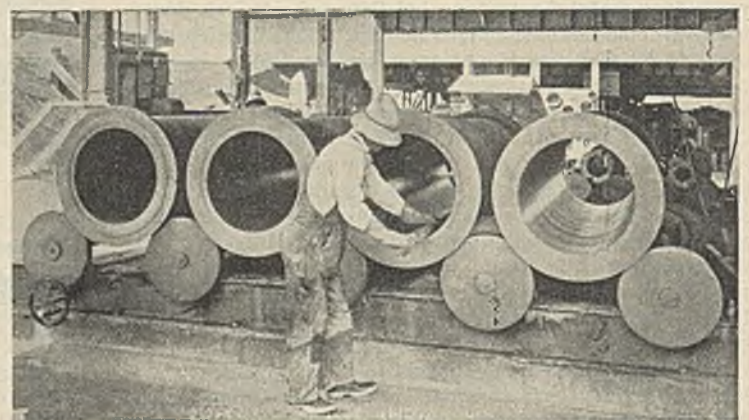


Abb. 12. Glätten des Rohrinne beim Hume-Verfahren.

Dies geschieht in einer höchst befriedigenden Weise durch eine durch das Rohr hindurchgesteckte und an den beiden Rohrenden von je einem Mann gehaltene Eisenstange (Abb. 12), worauf das Rohrinne während des Schleuderns mit Wasserstrahl abgespritzt und von den leichteren, ungebundenen Rückständen gereinigt wird. Hierauf wird die Schleuderung nochmals unterbrochen, und nach abermaligem Abbürsten des auf die Rohrinne herabgestürzten Wassers werden die porösen Stellen der Rohrinne durch Zementpulver ausgebessert, während der hieran anschließenden letzten Schleuderung mit dem Eisenrohr geglättet und das überschüssige Wasser herausgebürstet. Durch dieses sorgfältige Entwässerungs- und Verdichtungsverfahren wird nahezu die Hälfte des Anmachwassers als ungebunden wieder aus dem Beton besichtigt. Die Dauer der

Rohrschleuderung richtet sich nach dem Durchmesser und der Wandstärke der Rohre. Nach beendeter Schleuderung werden die auf der Schleuderbank liegenden Rohre samt den eisernen Formen mittels Kranes auf Rollwagen gesetzt und in eine der drei Dampfkammern gefahren, wo sie zur Beschleunigung des Erhärtungsvorganges 8 bis 12 Stunden lang einer Temperatur von 40° ausgesetzt bleiben. Hierauf können die Rohre bereits ausgeschalt werden und kühlen dann in 3 bis 4 Stunden ab, worauf sie zur Herabsetzung der Schwindspannungen in ein Wasserbad gelegt werden, wonach sie noch 24 Stunden lang mit Strohmatten bedeckt bleiben, um dann bis zum Abtransport ohne weiteren Schutz im Freien

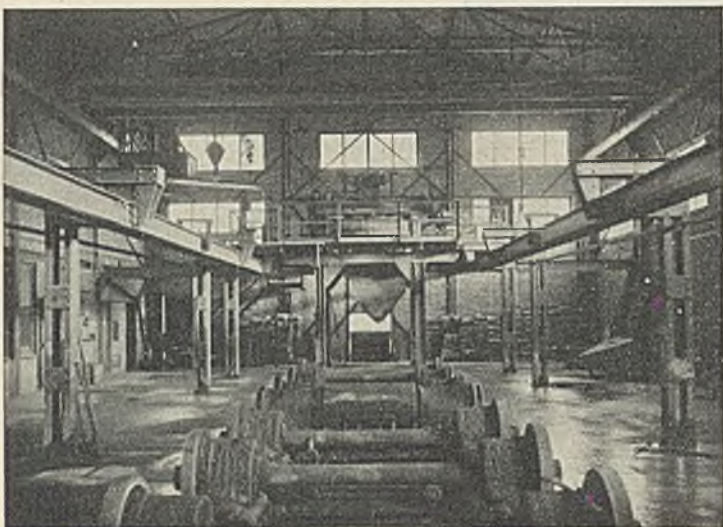


Abb. 13. Innenansicht des Werkes der Deutschen Humeröhren AG. mit dem Mischerpodest und der unbesetzten Rollenbank.

gelagert zu werden. Die Amerikaner verzichten auf das Wasserbad und begnügen sich mit einer sechstägigen Berieselung der Rohre auf dem Lagerplatz.

Abb. 13 zeigt wie Abb. 11 eine Innenansicht des neuen Werkes in Dobrilugk mit dem Mischerpodest und einem der bewährten Eirich-Mischer großer Bauart, der zum Zusammenbau und Transport der Drehformen dienenden Kranbahn sowie im Vordergrund die Rollbahn, auf der Rohre bis zu den größten Lichtweiten und 2 bis 2,5 m normaler Schußlänge hergestellt werden. Die Lage des Dobrilugker Werkes auf der jung-

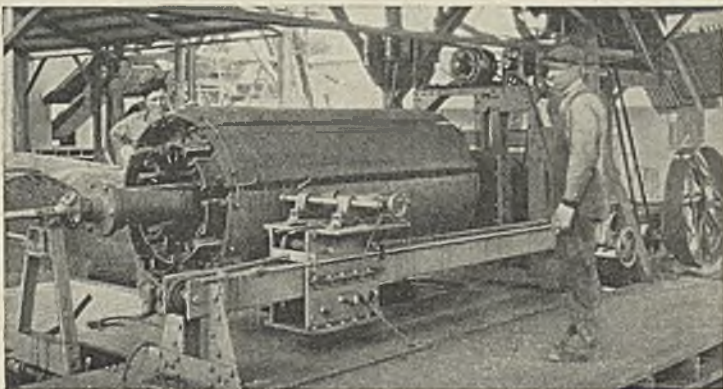


Abb. 14. Drahtwickelmaschine des Hume-Röhrenwerkes der Western Concrete Pipe Co. in Los Angeles.

diluvialen Hochfläche im Grenzgebiete der Mark Brandenburg und der Provinz Sachsen verschafft diesem in einem mächtigen Quarztkies-Vorkommen Zuschlagstoffe von höchster Qualität. Die größtenteils mit Lehm verschmutzten Zuschläge werden in einer Waschanlage sorgfältig gereinigt und für die verschiedenen vorkommenden Wandstärken in vier Kornabstufungen abgeseibt und nach der Fullerkurve zusammengesetzt. Für Druckrohre wird hochwertiger Portlandzement Marke „Novo“ vom Rittergut Rüdersdorf bei Berlin, für Kanalisationsrohre Saxonia-Zement i. M. 1 : 3 1/2 verwendet. Die Art der Eisenbewehrung ist von der sonst üblichen verschieden. Es werden dünne Rundseisen von 7 bis 8 mm Durchm. und kleine Eisenabstände von nur wenigen Zentimetern bevorzugt, wobei nicht selten bis zu vier Lagen Rundseisen übereinandergewickelt und durch dazwischenliegende und sich überkreuzende Längseisen versteift werden. Abb. 14 zeigt eine Drahtwickelmaschine in dem Humeröhrenwerk der Western Concrete Pipe Co. in Los Angeles mit selbsttätiger Einstellung der Ganghöhe. Der Durchmesser der Wickelmaschine nimmt gegen das

eine Ende ab, wie dies die Muffenausbildung (Abb. 15) erfordert. An Stelle der bei uns noch üblichen Verknüpfung der Rundseisen spiralen mit den Längseisen durch Bindedraht kommt die in Amerika ausgebildete zeit-

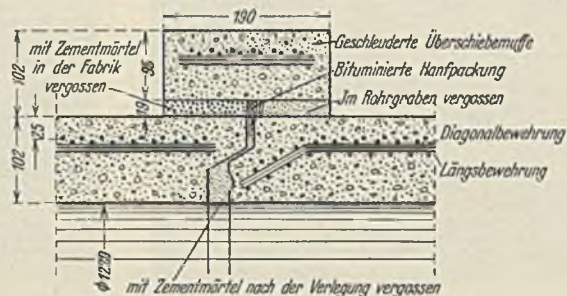


Abb. 15. Stoßverbindung von Humeröhren.

sparende Verbindung durch elektrische Schweißung zur Anwendung, die allerdings bei unseren deutschen Elektrizitätstarifen nicht immer wirtschaftlich sein dürfte. Zur Vermeidung des Anhaftens des Betons an der Schleuderform wird diese vor dem Einbringen der Bewehrung eingefettet.

Für den Zusammenschluß der Kanalisationsrohre dient die bei Betonrohren übliche Falzverbindung, die bei Innendruck natürlich durch eine bewehrte Überschiebemuffe verstärkt werden muß, da an dieser Stelle nur die halbe Wandstärke vorhanden ist. Diese Überschiebemuffen werden in der Weise geschleudert, daß man in die Schleuderform eiserne Trennrings einlegt. Abb. 15 zeigt eine solche Falzverbindung mit Überschiebemuffe, wie sie bei der Abwasserdruckleitung von Venice (Kalifornien) bei 2,5 at Innendruck und 914 mm Lichtweite und bei einer süd-kalifornischen Trinkwasserversorgung von 4,4 at Innendruck und 1220 mm Lichtweite bei Rohrlängen von 2,44 mm verwendet wurde⁹⁾. Wir vermuten jedoch, daß die nicht gleichzeitig vorgenommene Dichtung der beiden Hälften der Überschiebemuffe Anlaß zu Undichtigkeiten infolge ungleichen Schwindens des zwischen Muffe und Rohr eingebrachten Dichtungsmörtels gibt. Hiervon abweichend verwendet die Deutsche Humeröhren AG. für Druckrohre, die aus einem kurzen eisernen Überschieber und zwei Spezialgummiringen bestehende selbstdichtende elastische Schnellkupplung, die es ermöglicht, die Rohre auf ein Kiesbett zu verlegen. Für Kanalisationsrohre verwendet diese Firma ebenfalls eine Falzverbindung [in Verbindung mit einer mit Asphaltkitt zu schließenden Dichtungsrille⁷⁾.

3. Das dem Italiener Vianini im Jahre 1912 patentierte Schleuderverfahren wird in Deutschland und Frankreich von den Niederlassungen der Firma Ed. Züblin & Co. und in der Schweiz seit 1922 von der Internationalen Stiegwart-Balken-Gesellschaft in Luzern ausgeübt. Weitere Fabriken befinden sich in England und Australien. Das Verfahren ist bei uns besonders bekanntgeworden durch die Ausführung der 7,47 km langen Abwasserdruckrohrleitung von 2 bzw. 1,7 m Lichtweite für die Mittlere Isar AG., zu deren Durchführung in Unterföhring bei München eine behelfsmäßige Schleuderrohrfabrik erstellt wurde (Abb. 16)⁸⁾. Dieses Schleuder-



Abb. 16. Rohrfabrik in Unterföhring bei München mit Lagerplatz.

verfahren unterscheidet sich — wie das von Moir-Buchanan — von den beiden vorherbeschriebenen Verfahren durch die Art der Bewegung der Schleuderform. Diese wird nicht durch die Reibung von Rollen bewegt, sondern dreht sich zwischen zwei Planscheiben, von denen die eine mit einem Antrieb versehen ist. Man rühmt dieser Bewegungsweise das

⁹⁾ Eng. News-Rec. vom 27. Juni 1929, S. 1023, und vom 5. September 1929, S. 366.

⁷⁾ Vgl. Bautechn. vom 31. Januar 1930, Heft 5, S. 67, Abb. 2.

⁸⁾ Vgl. B. u. E. 1928, Heft 13, S. 242 ff., und Bautechn. 1928, Heft 20, S. 272.

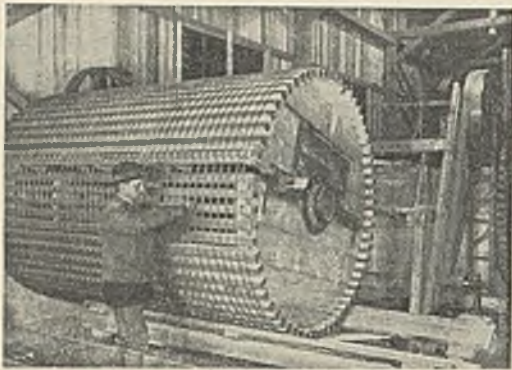


Abb. 17. Wickelhaspel für ein 2 m weites Druckrohr der Züblin AG.

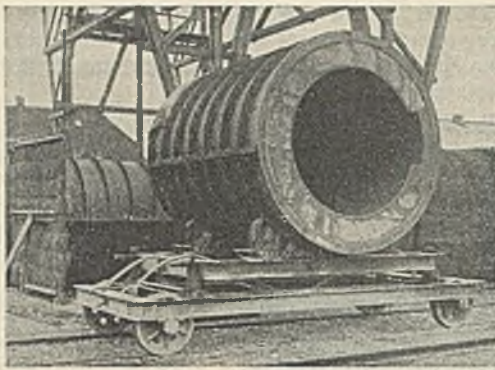


Abb. 18. Zubringerwagen mit 2 m weitem Rohr in der Schalung.

Fehlen von Erschütterungen oder Schwingungen in der Drehform nach, was der Rohrqualität, besonders bei größeren Durchmessern, zugute komme.

Die Herstellung der Rohre beginnt mit der Wicklung der aus Rundeisenspiralen wechselnder Ganghöhe bestehenden doppelten Eisensbewehrung auf Wickelhaspeln (Abb. 17). Die hierzu vom Stahlwerk gelieferten Drahtrollen von 200 m Länge erfordern eine Geraderichtung der Rundeseisen in mit Wasser gekühlten Richtmaschinen. Die beiden Spiralen der Ringbewehrung werden durch Längs- und Diagonaleisen, Durchm. 6 mm, versteift und ihr gegenseitiger Abstand durch Z-förmig gebogene Rundeseisen festgelegt, die mit beiden Spiralen verflochten werden. Die Überdeckung der äußeren Spirale durch Beton wird dadurch gesichert, daß auf dieser Rundeseisenschleifen befestigt werden, deren rundes Ende so weit aus der Schleifenebene aufgebogen ist, daß sich der Rundeseisenkorb in der Schleuderform auf diese Aufbiegungen abstützt. Beim Schleudern stellt sich der Eisenkorb dann von selbst zentrisch ein.

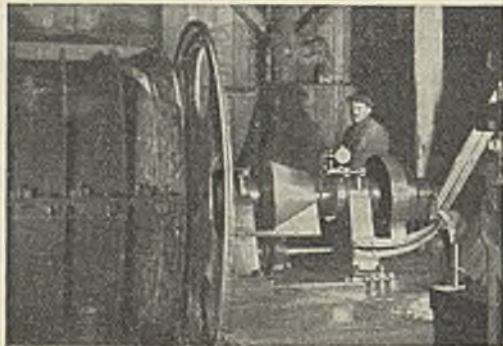


Abb. 19. Antriebseite der Schleudermaschine.

Die Schleuderform besteht bei großen Rohren aus zwei halbzylindrischen eisernen Mänteln, die durch angeschweißte Flachisen verstärkt sind, und bei kleineren Rohren aus einer mit Blech beschlagenen hölzernen Mantelform. Die bei großen Rohren durch angeschweißte Flachisen verstärkten Längsnähte können durch einen aus Bolzen und Keilen bestehenden Verschluß so fest gegeneinander gepreßt werden, daß die in einer Nut der Längsflacheisen liegenden Kautschukstreifen den für die Festigkeit des Rohres u. U. sehr schädlichen Austritt von Zementschlämme aus der Schleuderform verhindern (Abb. 18). Die Stirnseiten der Schleuderform werden durch Scheibenringe mittels Keile und Bolzen verschlossen, nachdem die Eisensbewehrung eingebracht ist. Die Schleuderform wird nun mit Hilfe des sinnreich konstruierten Zubringerwagens zwischen die beiden Planscheiben (feste Antriebscheibe, Abb. 19, und entsprechend der jeweiligen Rohrlänge verstellbare Mitnehmer-Planscheibe) der Schleudermaschine eingesetzt und

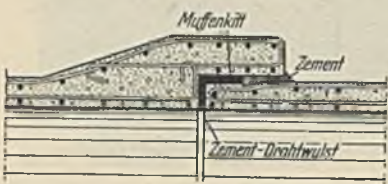


Abb. 20. Stoßverbindung bei mittlerem Innendruck.

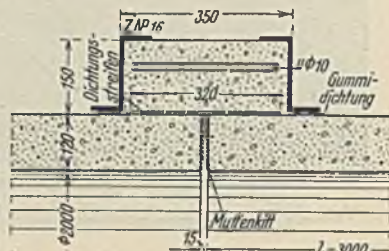


Abb. 22. Überschiebemuffe samt eiserner Schalung.

an diesen wie in einer Drehbank befestigt, worauf der Zubringerwagen wieder ausgefahren werden kann. Das Einbringen des Betons in die Schleuderform geschieht — ähnlich wie bei der Moir-Buchanan-Maschine — durch den mit Kettenantrieb versehenen Löffelwagen derart, daß der um 4 m auskragende Löffel durch die zentrale Bohrung von Welle und Lager der Mitnehmer-Planscheibe in Richtung der Maschinenachse vorgeschoben und durch Öffnen der Bodenklappe in gleichmäßiger

Verteilung entleert wird. Da der Löffelinhalt infolge der Einfahröffnung des Spannkopfes nur ein beschränkter sein kann, so erfordern größere Rohre mehrere Löffelfüllungen, die hintereinander eingebracht werden können. Dieses allmähliche Einbringen des Mörtels bewirkt eine schalenweise Schleuderung und wirkt so der Absonderung der schwereren Zuschläge nach außen entgegen.

Für das 2 m weite und 3 m lange Rohr der Mittleren Isar AG. waren sechs Löffelfüllungen von je 450 l Mörtelinhalt nötig. Die Drehzahl der Maschine betrug beim Füllen während 12 bis 14 min $n = 80/\text{min}$ und wurde nach vollendeter Füllung 20 min lang auf $n = 170$ bis 180, später auf 250 bis 300 Umd./min gesteigert, entsprechend einer Umfangsgeschwindigkeit von $v = 17,8$ bis 18,8 m/sec. Das in Abschnitt II erörterte Ablösen und bei großen Rohren lästige Herabstürzen des nicht gebundenen, überschüssigen Anmachwassers von der Rohrlinnen-

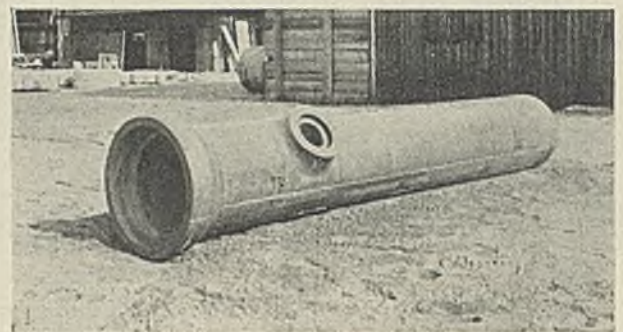


Abb. 21. Vianinrohr mit rechtwinkligem Abzweig.

wand beim Abbremsen der Maschine wird dadurch unschädlich gemacht, daß der Löffel mit Hilfe eines ausklappbaren Bleches das herabstürzende Überschußwasser (etwa $\frac{1}{3}$ des Anmachwassers) teilweise abfängt und aus dem Rohrlinnen nach außen ableitet. Der für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar AG. verwendete stark plastische Beton bestand aus der Mischung 2 R.-T. Sand von 0 bis 5 mm, 1 R.-T. Kies von 5 bis 15 mm und 425 kg Dyckerhoff-Doppelzement auf 1 m³ fertig verarbeiteten Beton bei 11% Wasserzusatz.

Nach Beendigung der Schleuderung wird das Rohrnachentleerung des überschüssigen Wassers in der Schleuderform auf dem Zubringerwagen aus der Maschine ausgefahren und je nach der Witterung 24 bis 48 Stunden in liegender Stellung in der Schalung auf dem Lagerplatz durch Strohmatten sorgfältig geschützt. Nach der Entschalung wird das stehende Rohr zur Verminderung der Schwindwirkungen durch einen dauernd feucht gehaltenen Überwurf aus Tarpaulingewebe (Jute) abgedeckt und kommt im Alter von 18 Tagen zur Verlegung. Mit zwei Schleudermaschinen lassen sich in 16 Stunden rd. 50 lfd. m Rohre von 2 m Lichtweite, d. h. im Monat 1250 m Rohre schleudern.

Eine mit dem Moir-Buchanan-Verfahren gemeinsame Besonderheit der Vianinrohre ist, daß bei ihnen — derzeit mit Ausnahme der Rohrweiten von 140 cm aufwärts — die als Glockenmuffe ausgebildete Stoßverbindung, wie auch die Abzweige mit Hilfe der Schleuderung in einem

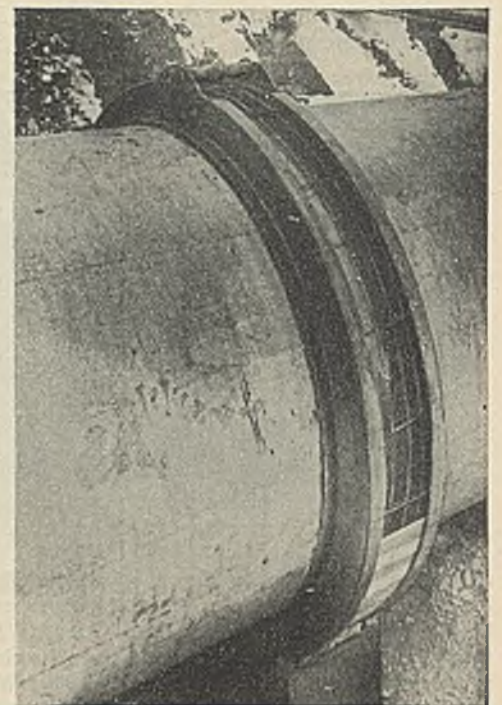


Abb. 23. Überschiebemuffe für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar AG.

Arbeitsgang mit dem Rohr hergestellt werden (Abb. 20 u. 21). Die als Überschiebemuffe ausgebildete Stoßverbindung zeigt Abb. 22 u. 23, die zur Herbeiführung großer Schwind- und damit Druckwirkung aus weichem Eisenbeton an Ort und Stelle hergestellt wird. Bei Rohrlichtweiten von 10, 15 und 20 cm beträgt die Baulänge der Vianini-Rohre 2 m, von 25 bis 100 cm Lichtweite 3,60 m und von 120 bis 200 cm Lichtweite 5 m, während die Wandstärken von 25 bis 120 mm schwanken.

Wenn wir in diesem Zusammenhang nach den Vor- und Nachteilen der beiden Rohrverbindungsarten fragen, so weist die Glockenmuffe gegenüber der Überschiebemuffe zweifellos verschiedene Vorteile auf, um derentwillen ihr in vielen Fällen der Vorzug gebührt. Wenn heute z. B.

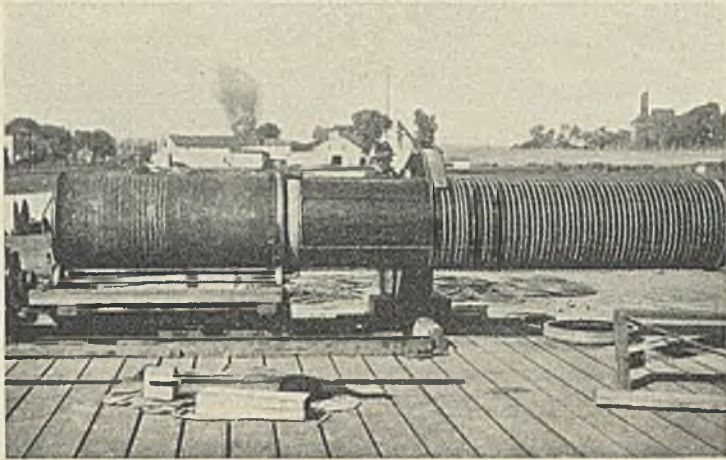


Abb. 24.

Wickelhaspel mit aufgezogenen Muffenringen der Lock Joint Pipe Co.

noch Bedenken gegen die völlige Dichtigkeit von Eisenbetonrohrleitungen vorgebracht werden, so richten sich diese nicht so sehr gegen die Rohre selbst als gegen ihre Stoßverbindungen. In dieser Hinsicht erweist sich aber die Glockenmuffe der Überschiebemuffe überlegen. Neben ihrer unter vielen Verhältnissen wertvollen Beweglichkeit zeichnet sich die Glockenmuffe vor der starren Überschiebemuffe vor allem durch die Möglichkeit leichteren späteren Nachdichtens aus. Auch können die bei Eisenbetonschleuderrohren nicht vermeidbaren Ungenauigkeiten in den Rohrlichtweiten und -innenformen bei den starr und oft einseitig auf-

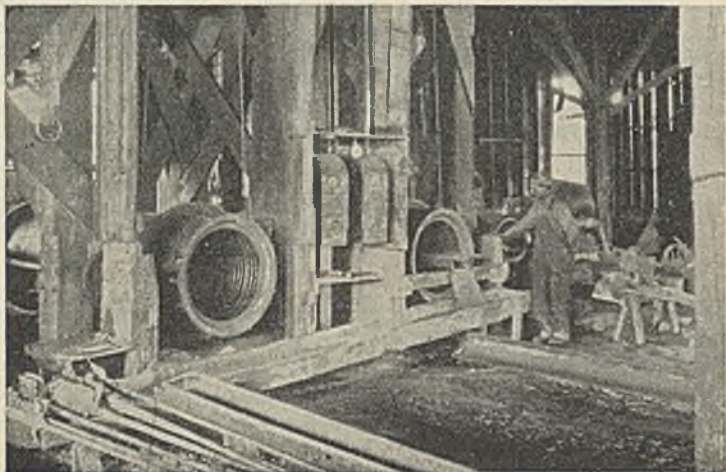


Abb. 25. Schleudermaschine der Lock Joint Pipe Co.

liegenden Überschiebemuffen leicht zu Undichtigkeiten führen, die bei der Glockenmuffe unbekannt sind. Dazu kommt noch der weitere Vorteil, daß bei Glockenmuffen ein rascherer Verlegungsfortschritt erzielt werden kann, der die bei größeren Lichtweiten möglicherweise höheren Kosten der Glockenmuffe sicherlich aufwiegt.

4. Die im Jahre 1905 gegründete Lock Joint Pipe Company in Ampere (N. J.) stellt bis zu Innendrücken von 6 at Schleuderrohre mit selbsttätig gewickelten Eisenspiralen (Abb. 24) in Lichtweiten von 406 bis 914 mm und Einzellängen von 3,66 m her. Für Rohrdurchmesser von 914 mm bis 2750 mm werden die Rohre bis zu Innendrücken von 4,5 at stehend gegossen mit einfacher und doppelter ringförmiger Rund-, Flach- oder Knoteneisenbewehrung und bei höheren Wasserdrücken als Eisenbeton-Blechmantelrohre⁹⁾, ähnlich jenen der Dywidag i. M. 1 : 1 1/2 : 2 1/2 her-

⁹⁾ Eine der neuesten Ausführungen dieser Firma stellt die 5,8 km lange 3. Wasserzuleitung von Hartford (Conn.) dar mit 914 mm Lichtweite

gestellt. Abb. 25 zeigt zwei Schleuderformen: die linksseitige mit der spiralförmigen Eisenbewehrung, die rechtsseitige mit dem geschleuderten Rohr und der Eisenrinne, durch die das überschüssige Wasser zur Erzielung einer glatten und dichten Innenfläche nach außen abgeleitet wird. Die Schleuderform wird durch senkrecht laufende, in Rillenscheiben geführte endlose Drahtseile angetrieben und seitlich durch Rollen in Höhe der Rohrformachse geführt (Abb. 25). Nachdem der Kipptrog in die Rohrform eingeführt ist, wird die Maschine in Drehung versetzt und der Trog langsam gekippt, so daß er den zur Verwendung kommenden plastischen Beton 1 : 2 gleichmäßig im Rohrrinnen entleert, wo er durch Fliehkraftwirkung an die Innenwandungen angeschleudert wird. Der Inhalt des

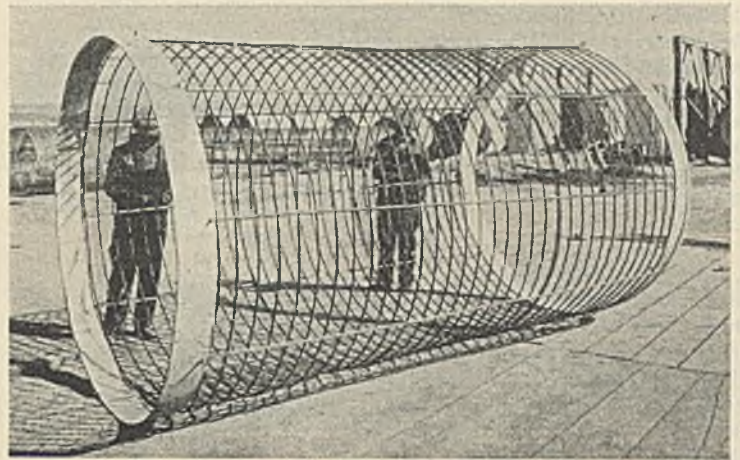


Abb. 26. Eisenbewehrung mit Muffenring und Schwanzring aus galvanisiertem Flußstahlblech.

Einsatzlöffels ist so bemessen, daß der in ihm befindliche Mörtel für die Herstellung der erforderlichen Rohrwandstärke genügt. Die von den Verhältnissen abhängigen Schwankungen der Rohrwandstärke werden durch Einsetzen kleinerer Mörtelmengen in die Rohrform von Hand ausgeglichen. Die Umlaufzahl wird auf 200/min gebracht und ungefähr 5 min lang beibehalten. Hierauf führt man von einem Rohrende aus an einer Stange eine Bürste in die Schleuderform ein, mit der die Rohrinnenflächen gereinigt und das überschüssige Wasser hinausgekehrt wird. Nach einer Schleuderdauer von rd. 15 min werden zwei bis drei Eimer flüssiger Zementschlänne mit Hilfe eines zweiten Löffels, der auf dem ersten aufgesetzt wird, ins Rohrinnere geführt und gleichmäßig auf der ganzen Rohrlänge ausgekippt. Hierdurch entsteht auf der Rohrinneinnenseite eine Zementschicht von 1,5 mm. Zuletzt wird diese Zementschicht mit Bürsten überstrichen und die Schleuderung nach einer Dauer von 20 min beendet. Nunmehr wird die Drehform samt dem darin befindlichen Rohr nach dem Lagerplatz gebracht, wo es hochstehend mit Canvas- oder Tarpaulin-Decken (Jute) zugedeckt und 12 Stunden lang der Einwirkung von Dampf mit etwa 38° ausgesetzt wird. Hierauf wird die Rohrform entfernt und kann wieder für ein neues Rohr verwendet werden,

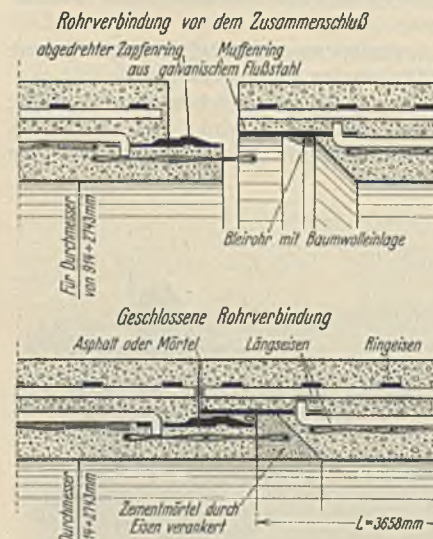


Abb. 27. Selbstdichtende Stoßverbindung mit schmiedeisernen Anschlußteilen.

während das fertige Rohr bis zum Versand noch 2 Wochen liegend aufbewahrt wird. Die frühere Art der Nachbehandlung der Rohre in Form eines 18stündigen Aufenthaltes in Dampfkammern ist aus wirtschaftlichen Gründen aufgegeben worden.

Eine besondere Pflege läßt die Firma der guten konstruktiven Durchbildung ihren bei Längen- und Höhenverschiebungen der Rohrleitung beweglichen Stoßverbindungen zuteil werden, für die sie verschiedene einfache und gediegene Ausführungsformen ausgearbeitet hat. Zu diesem Zweck schließen sich an die Ringbewehrung an beiden Rohrenden galvan-

und 114 mm Wandstärke i. M. 1 : 1 1/2 : 2 1/2 (Eng. News-Rec. vom 12. September 1929, S. 403).

sierte Ringe aus gewöhnlichem Stahlblech (Abb. 26 u. 27) oder profilierte Gußeisenringe (Abb. 28) an. Infolge der sinnreichen Ausbildung der Stoßverbindungen gestaltet sich der Verlegungsvorgang ziemlich einfach und rasch. Da die Dichtung der Muffen vom Rohrinnern aus ohne Stemmarbeit geschieht, so sind Muffenlöcher im Rohrgraben unnötig. Bei Wasserandrang im Rohrgraben läßt sich die Wasserhaltung abkürzen, weil man den Zusammenschluß der Rohre auch bei Wasserandrang durchführen kann. Bei zehnstündiger Arbeitszeit sind bei Rohrweiten von 1675 mm wiederholt Tagesleistungen von 220 bis 300 m mit einer Rohrlegungskolonnie erzielt worden.

5. Die Schottländer D. Moir und H. Buchanan haben zwei Schleuderverfahren ausgearbeitet, die gleichfalls besondere Beachtung verdienen und nach denen u. a. die Werke in Glasgow und New York arbeiten. Das eine, das sogenannte Abrollverfahren bezieht sich auf die Innenauskleidung fertiger Eisenrohre mit Zementmörtel und wird an anderer Stelle behandelt. Das hier zu besprechende Schleuderverfahren verfolgt einen dreifachen Zweck:

a) Durch die Wahl kleinerer Umdrehungsgeschwindigkeiten und kürzerer Schleuderdauer sowie durch lagenweisen Anschleudern von mehreren Ringlamellen wird der bereits erörterten Entmischungsgefahr des Betonmörtels vorgebeugt.

b) Infolgedessen wird die verdichtende Wirkung der Filiehkraft durch die mechanische Druckwirkung eines mit dem Kipptrog vereinigten Abstreifmessers unterstützt und hierdurch auch die Rohrinnenfläche weitestgehend entwässert und geglättet¹⁰⁾.

c) Die Wirkungsweise des Abstreifmessers ermöglicht eine genaue Einhaltung der Wandstärke und des inneren Rohrdurchmessers.

Die Schleudermaschine (Abb. 29) ist im wesentlichen eine Drehbank, durch die die Schleuderform in Drehung versetzt wird. Der Einsatz des Betonmörtels 1:3½ bis 1:4 in die Rohrform geschieht während der

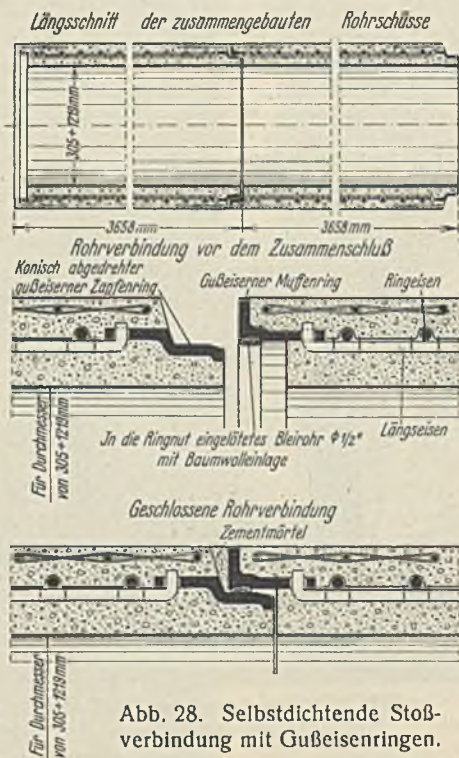


Abb. 28. Selbstdichtende Stoßverbindung mit Gußeisenringen.

messer mit seinem Rücken die Schleudermasse zusammenpreßt. In dieser Stellung fängt der Trog das an der Rohrinneenseite sich ausscheidende Anmachwasser auf und bewirkt so eine weitgehende Verdichtung und



Abb. 30. Wirkungsweise des Kipptroges und Abstreifmessers.

Entwässerung der Rohrwandung. Das Abstreifmesser und die Auffangwirkung des Kipptroges ermöglicht den Verzicht auf eine genaue Bemessung des Anmachwassers und der Mörtelmenge (Charge), da etwa überschüssiger Mörtel durch das Abstreifmesser beseitigt und in den Trog zurückgebracht wird, um für die nächste Wandungslage oder das nächste herzustellende Rohr Verwendung zu finden. Die jeweilige Stellung des Abstreifmessers im Innern der Schleuderform kann an einer Anzeigevorrichtung mit einer Ablesegenauigkeit von 3 mm in der Wandstärke festgestellt und hierdurch ein gerades und glattes Rohr mit genauen Abmessungen erzielt werden. Dadurch, daß das Abstreifen und Zusammenpressen der angeschleuderten Mörtelmasse in jeder gewünschten Stärke und in beliebig vielen Lagen der Rohrwand möglich ist, erhält diese einen den Jahresringen der Bäume ähnlichen Aufbau, von denen jeder für sich eine Dichtungsschicht darstellt. Unter gewissen Umständen ist dieser Vorteil nicht unerheblich, weil er die an den Stoßfugen der meisten Betonrohre vorhandene Eintrittsmöglichkeit des Wassers durch die Stirnflächen in die Rohrwand abschwächt (Abb. 31). Der lamellenförmige Aufbau der Rohrwand ermöglicht es auch, durch Anschleudern einer ersten Lage vor Einbringen des Eisengeflechtes eine ausreichende Überdeckung der Eiseneinlagen sicherzustellen, ein Vorteil, der natürlich auch bei einigen der bereits besprochenen Verfahren erreichbar ist.

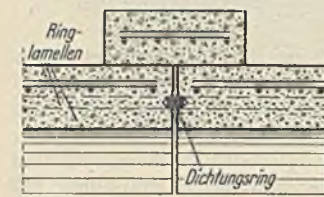


Abb. 31. Längsschnitt durch die Stoßverbindung eines Moir-Buchanan-Rohres mit den einzelnen Ringschalen.

während größere Druckrohre Überschiebemuffen (Abb. 31) und Kanalisationsrohre die auch bei uns übliche Falzverbindung erhalten.

Die gegenüber anderen Schleuderverfahren kürzere Schleuderdauer ermöglicht verhältnismäßig hohe Tagesleistungen einer Maschine. So werden in acht Arbeitstunden folgende Leistungen mit 1,83 m langen Rohren erzielt:

200 bis 380 mm Durchm.	88 bis 112 Stück
300 " 460 " "	88 " "
460 " 760 " "	64 bis 88 " "
910 " 1220 " "	56 " 64 " "

Die bei kleineren Lichtweiten aus Gußeisen, bei größeren Rohren aus Flußstahl bestehenden Schleuderformen erhalten vor ihrem Einbau in die Schleudermaschine innen einen Wachsüberzug. Zu diesem Zweck wird in die sich drehende Schleuderform eine bestimmte Menge geschmolzenen Wachses eingebracht und die Rohrform so lange gedreht, bis das Wachs erstarrt ist. Nach beendeter Rohrschleuderung werden die Rohre mit der Form auf die Dauer von 8 bis 12 Stunden in eine Dampfkammer von 32° gebracht. Kurz vor Beendigung dieser Behandlung wird die Temperatur ½ Stunde lang auf 50° gesteigert, um die vorerwähnte Wachsschicht zu schmelzen, worauf die Form vom Rohr abgestreift werden kann. Hierzu wird die Form in der Dampfkammer schräg gestellt und das auslaufende Wachs aufgefangen. Bei Lufttemperaturen von über 5° werden die Rohre auf den Lagerplatz gefahren, während sie bei niedrigeren Temperaturen auf einige Stunden in eine Kammer mit etwa 21° Innenwärme gebracht werden, bevor sie auf den Lagerplatz kommen.

6. Ein in der Regel in Verbindung mit dem Moir-Buchanan-Verfahren angewandtes Verfahren zur Auskleidung von Schleuderbetonrohren mit Asphalt (besonders für Hochdruckrohre und Abwasserleitungen geeignet) ist von den Franzosen Léon Billé und Eugène Ligonnet ausgearbeitet worden, dessen Patentinhaber G. Bertandeaun in Paris ist und dessen Anwendung in den Händen der Société Metallurgique du Perigord in Fumel (Südfrankreich) liegt¹¹⁾. Die Erfinder gingen hierbei von der Anschauung aus, daß bis jetzt die Herstellung völlig wasserdichter Eisen-

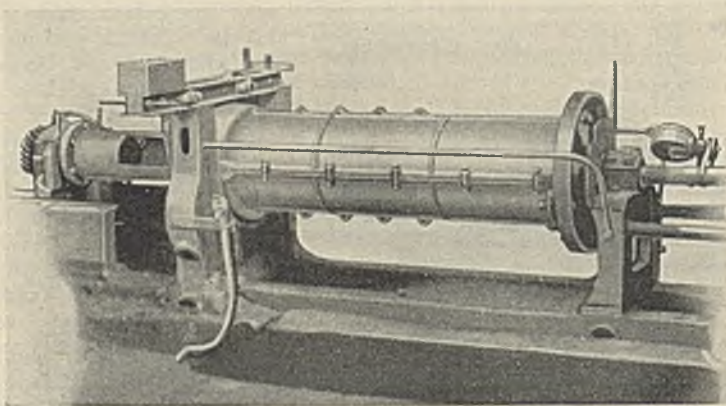


Abb. 29. Rohrschleudermaschine von Moir-Buchanan.

Drehung mittels eines nahezu halbkreisförmigen Kipptroges, der die gleiche Länge wie das herzustellende Rohr hat und auf dem auf Schienen gleitenden Trogwagen ruht. Der Kipptrog besitzt auf einer Seite ein eisernes Abstreifmesser (Abb. 30), das den Mörtel von der Rohrwand abstreift, diese zusammenpreßt und wie eine Kelle ihre Innenfläche glättet. Der Kipptrog ist außenmittig zur Achse der Drehform befestigt und liegt beim Beschicken mit Mörtel frei und gleichlaufend zu dieser. Zur Herstellung eines Rohres sind zwei Trogfüllungen nötig. Nachdem der Mörtel ausgekippt ist, wird der Trog so zurückgedreht, daß das Abstreif-

¹⁰⁾ Eine ähnliche Vereinigung von Filiehkraftwirkung und mechanisch ausgeübtem Druck haben wir auch beim Hume-Verfahren festgestellt.

¹¹⁾ Es handelt sich um DRP. Nr. 414 123, 418 776, 424 684 und 443 845.

betonrohre nicht geücker sei und daß auch die Versuche, dem Beton Dichtungsmittel zuzusetzen oder das Rohrinne mit einem Dichtungsanstrich zu versehen, an dem begrenzten elastischen Verhalten des Betons gescheitert sind, demzufolge jedes Betonrohr bei dem Auftreten von Rissen seine Wasserundurchlässigkeit verliert. Auch der Versuch, an der inneren Rohrwandung eine Asphalt- oder ähnliche Dichtungshaut anzubringen, um etwa im Beton auftretende Risse unschädlich zu machen, mußte bei großen Wassergeschwindigkeiten so lange scheitern, als sich derartige elastische Überzüge mit dem Beton schlecht verbinden und vom strömenden Wasser daher leicht ausgewaschen werden können. Nach

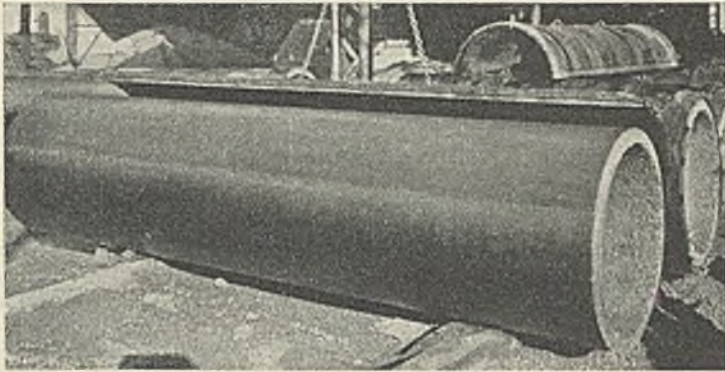


Abb. 32. Splittkörner im Innern eines 813 mm weiten B.-L.-Rohres vor dem Einschleudern des Asphaltfutters.

langen Versuchen überwand Léon Billé diese Schwierigkeiten dadurch, daß er reinen scharfkantigen und gleichkörnigen Splitt nach Erhitzung auf eine entsprechende Temperatur auf heißen Asphalt aufbrachte, mit dem dieser fest verkittete, während der Splitt seinerseits die Haftfestigkeit mit dem später aufzubringenden Beton herstellte. Zur Herstellung wasserdichter Betonrohre findet dieses Verfahren in der Weise Anwendung, daß das Rohr nach einem der bisher beschriebenen Schleuderverfahren hergestellt wird. Hierauf wird Splitt mit einer solchen Menge von Zementmörtel in das noch nicht trockene Rohr angeschleudert, daß sich letzterer mit dem frischen Wandbeton verbindet und die Körner zur Hälfte im Mörtel eingebettet sind. Nunmehr kommt das Rohr zum Erhärten 48 Stunden lang in die Dampfkammer und wird dann 6 Tage lang auf dem Lagerplatz überrieselt. Nach weiteren 6 bis 7 Tagen ist das Rohr lufttrocken, worauf die angeschleuderte Splittlage mit Wasserstrahlen und Stahlbürsten oder mit Sandstrahlgebläse vom Schlamm usw. gereinigt und das Rohr nochmals getrocknet wird (Abb. 32). Hierauf wird das Rohr wieder in der Drehform in die Schleuderbank eingesetzt und die aus der Rohrwandung hervorstehende Splittlage mit Heißluftgebläse auf etwa 160° erhitzt, wobei das Rohr langsam gedreht wird. Während der hierauf einsetzenden rascheren Umdrehung des Rohres wird in dieses



a) Asphaltbeton aus Sand und Quetschle, der in heißem Zustande mit geschmolzenem Asphalt gemischt wird. b) Stielgeschlag, das erhitzt wurde, bevor der heiße Asphalt a angeschleudert wurde. c) Beton, in den die Steinstücke b eingeschleudert werden. d) Eisenbeton.

Abb. 33. Querschnitt durch ein Moir-Buchanan-Rohr mit Billé-Asphaltfutter.



Nach Vergießen der V-förmigen Nutte hergestellte Überschiebemuffe

Abb. 34. Stoßverbindung eines Billé-Ligonnet-Rohres.

eine zur Herstellung eines vollständigen Asphaltüberzuges von 12 bis 20 mm Stärke ausreichende Menge geschmolzenen Asphalts eingeführt und die Schleuderung so lange fortgesetzt, bis der Asphalt gleichmäßig und eben verteilt und erstarrt ist. Zum Schluß wird zur Beschleunigung der Abkühlung kaltes Wasser in das Rohrinne eingeführt, das den Asphalt derart glättet, daß dieser eine harte, spiegelglatte Oberfläche erhält¹²⁾. Sobald der Asphalt genügend abgekühlt ist, wird die Schleuderung beendet, worauf das Rohr aus der Form genommen werden kann (Abb. 33).

Um die durch den Asphaltüberzug gewährleistete Wasserdichtigkeit des Rohrmantels auch bei den Stoßverbindungen, also auch auf den Stirnseiten der Rohre sicherzustellen¹³⁾, erhalten diese in der Regel die

¹²⁾ So wurde in der 365 m langen Druckrohrleitung von Err (Französische Pyrenäen) festgestellt, daß die neuen Gußeisenrohre von 600 mm Durchm. 220 l/min, die B.-L.-Rohre von 563 mm Durchm. aber 285 l/min lieferten, d. h. bei gleicher Rohrgröße um 47% mehr.

¹³⁾ Infolgedessen eignen sich B.-L.-Rohre nicht für Verteilungsleitungen.

in Abb. 34 dargestellte Form. Abb. 35 zeigt eine stopfbüchsenartig wirkende Dehnungsmuffe, die bei einem Innendruck von 37,96 at und einer zulässigen Längsbewegung¹⁴⁾ von 25 mm noch völlig wasserdicht blieb.



Abb. 35. Dehnungsmuffe mit Dichtungsmanschette aus Blei, deren Enden als ringförmige Treibkeile ausgebildet sind.

Neuerdings hat L. Billé eine bewegliche Stoßfugendichtung mit Einlagen aus indischem Gummi angegeben (Abb. 36), die bis zu Innendruck von 200 at dichthalten soll (DRP. 491 158) und die von außen her durch Asphalt- oder Betonüberdeckung oder durch eine Überschiebemuffe geschützt werden kann. Da die Haltbarkeit aller Gummidichtungen in erster Linie von der Beschaffenheit der verwendeten Gummlart und der künstlichen Beimengungen abhängt, und da die Erneuerung der Rohrdichtung außerordentliche Kosten verursacht und unter vielen Betriebsverhältnissen, insbesondere bei Hauptleitungen, überhaupt unmöglich ist, so wird man für die Stoßverbindung von Eisen-

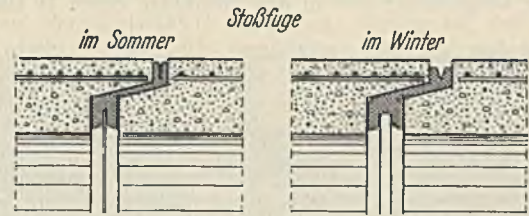


Abb. 36. Bewegliche Gummidichtung von Léon Billé DRP. Nr. 491 158.

betonrohren mit nahezu unbegrenzter Lebensdauer nur ungern die immerhin vergänglicheren Gummidichtungen wählen.

In welcher vollkommener Weise die Wasserdichtigkeit der B.-L.-Rohre durch den inneren Asphaltüberzug erreicht wird, ergibt sich u. a. daraus, daß ein 254 mm weites Rohr mit einem Asphaltüberzug von 7,9 mm bei einem Innendruck von 300 at noch völlig wasserdicht war. Einen weiteren Beweis für die hohen Anforderungen, die man an die Wasserdichtigkeit der B.-L.-Rohre stellen darf, bildet folgender Druckversuch an zwei Rohren aus der Lieferung für die Wasserversorgung von Bordeaux, die aus 2400 lfd. m B.-L.-Rohren von 3,96 m Einzellänge und 800 mm Durchm. bestand, die bei einem Betriebsdruck von 2 at eine Betonwandstärke von 63,5 mm, eine Stärke des Asphaltüberzuges von 12,7 mm, eine Ringbewehrung von 69 Spiraleisen Durchm. 6 mm und eine Längsbewehrung von 12 R.-E. Durchm. 7 mm aufwiesen.

Zeitdauer der Belastung in min	Innendruck at	Wasserdichtigkeit	Zunahme des Umfanges in mm	
			am Rohr	an der Überschiebemuffe
0	0 — 5,13	Kein Riß noch Tropfstelle Dsgl.	0	0
15	5,13		0,3	0
15	5,13—10,33	•	0,3—1,6	0—1,2
15	10,33		1,6	1,2
15	10,33—12,37	•	1,6—2,8	1,2—1,5
10	12,37		2,8	1,5
10	12,37—15,61	•	2,8—4,6	1,5—2,1
5	15,61		4,6	2,1
5	15,61—18,63	Kein Riß vor dem Bruch	4,6—5,3	2,1—3,5
	Bruch bei 18,63 at		5,3	3,5

Trotz der vorliegenden günstigen Prüfungsergebnisse läßt sich heute noch kein schlüssiges Urteil über das B.-L.-Verfahren abgeben: Die dichtende Eigenschaft des Asphaltbetonüberzuges ist zwar nach den vorliegenden Zeugnissen erwiesen, aber es bleibt abzuwarten, ob die Erhitzung des Rohrinne auf eine Temperatur von 160° dem Wandbeton nicht schädlich ist, so daß dieser seiner Schutzwirkung hinsichtlich der Rostsicherung der Eiseneinlagen schon bald verlustig geht und auf diese Weise die Lebensdauer der B.-L.-Rohre stark herabsetzt. Die von Prof. Germer ausgeführten Versuche über den „Einfluß höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton“ (Berlin 1911) haben eine erhebliche Abnahme besonders der Zugfestigkeit mit zu-

¹⁴⁾ Die bei offen verlegten geschleuderten Eisenbetonrohren von 5 m Länge infolge Temperaturunterschiedes zwischen Sommer und Winter von 75° C auftretenden Längenänderungen betragen in der Regel weniger: $\Delta l = 0,000\ 010\ 4 \cdot 75 \cdot 5 = 0,003\ 9\ m = 3,9\ mm$, ein Betrag, dem eine gute Stoßverbindung ohne Nachteil folgen kann.

nehmender Hitze ergeben, und auch die in Heft 60 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlichten „Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Betonzuschlagstoffen und Zementmörtel unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200 °“ lassen Gefügeänderungen erkennen, die sich in einer Festigkeitsabnahme und Zunahme der Porosität äußern¹⁵⁾. Dazu kommt, daß die konstruktive Trennung zwischen der statischen Aufgabe des Eisenbetonrohres und dem dichtenden Asphaltüberzug in der Regel mit einem entsprechenden finanziellen Mehraufwand verbunden ist.

7. Nach der Erfindung von M. Caron stellt die Société des Tuyaux et Agglomérés centrifugués (STAC) seit 1922 in sechs französischen Werken geschleuderte Eisenbetonrohre her, deren Schleuderformen und -maschinen von der Maschinenfabrik Berger & Co., G. m. b. H. in Bergisch-Gladbach bei Köln, hergestellt und vom Patentinhaber J. Choubry in Köln verkauft wurden (D R P. Nr. 387 745). Weitere Werke, die nach dem STAC-Verfahren arbeiten, befinden sich in Belgien, Italien, Spanien, Marokko und Südamerika. Die aus zwei Halbzylindern bestehende eiserne Schleuderform wird durch Klemmreifen zusammengehalten und zur Vermeidung von der Rohrwand schwächenden und das Rohr gefährdenden Zementschlammeverlusten durch die Stoßfugen innen mit einer 3 bis 5 mm starken Gummimatte ausgekleidet und an den Stirnseiten durch je einen Deckel

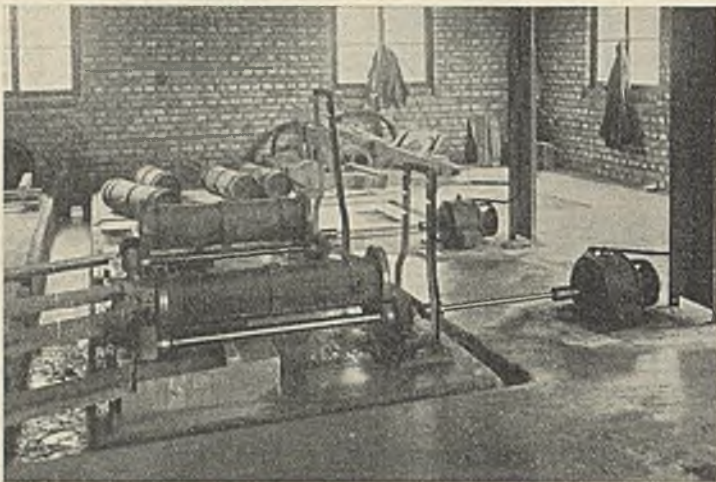


Abb. 37. Maschinenanlage für die Schleuderung nach dem STAC-Verfahren.

geschlossen, worauf durch ein an der Stirnseite befindliches und durch einen Gummispund zu verschließendes Spundloch die erforderliche flüssige Mörtelmenge (550 kg Zement/m³ Beton) mittels Trichters und Eimers in das Innere der geschlossenen Rohrform eingeführt wird. Ähnlich wie beim Hume-Verfahren wird die bis zu 3 m lange Schleuderform durch die Reibung der schnelllaufenden Treibrollen bewegt (bei 30 mm Lichtweite $n = 1200$, bei 1500 mm Lichtweite $n = 300$ Umdr./min), die auf Kugellagern laufend auf zwei abstandsgleichen Wellen sitzen. An den Enden der Wellen sitzt je ein Laufrädchen zur Aufnahme der Laufringe der Schleuderform. Die eine Welle wird durch einen unmittelbar gekuppelten Elektromotor von 4 bis 5 PS getrieben (Abb. 37). Nach 3 bis 4 min Schleuderung wird die Form von der Schleuderbank abgenommen, das Wasser aus dem Innern abgelassen und die Form 10 bis 24 Stunden im Trockenschuppen bzw. im Winter 24 Stunden in einem feuchtwarmen Raum von 20 bis 25 ° gelagert. Die hierauf folgende Herausnahme des Rohres aus der Schleuderform wird durch die vorerwähnte Gummimatte erleichtert. Das Rohr bleibt nun — je nach den Witterungsverhältnissen — noch 2 bis 3 Tage im Freien auf dem Lagerplatz vor der Sonne geschützt und kommt nach 2 bis 4 Wochen zum Verkauf. Die Rohre werden mit angeschleuderten Muffen von 50 bis 300 mm Lichtweite und mit der üblichen Falzverbindung von 70 bis 1200 mm Lichtweite bei jeweils 1 m Länge hergestellt. Die bewehrten Druckrohre erhalten Baulängen von 1,2 bis 3 m. Mit 8 Mann lassen sich täglich 200 lfd. m Rohre von 200 mm Lichtweite herstellen.

Da die in der Nähe und seitlich der Schleudermaschinen befindlichen Wandflächen beweisen, daß es nicht bei allen Schleuderverfahren gelingt, die Stoßfugen der Schleuderform gegen den Durchtritt von Zementschlamm zuverlässig zu dichten, so bedeutet die Verwendung der abdichtenden Gummimatte ein wertvolles Hilfsmittel des STAC-Verfahrens, das die Entstehung von Hohlräumen und Sandnestern in der Rohrwand verhindert und infolgedessen als Fortschritt bezeichnet werden muß.

¹⁵⁾ Bericht erstattet von Prof. Dr. Kurd Ende11. Berlin 1929. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn.

b) Die Eigenschaften der Schleuderbetonrohre.

1. Festigkeit und statische Überlegungen. Bezeichnen wir als einen der Zwecke, die man mit der Herstellung von Rohren durch die Einwirkung der Fliehkraft verfolgt, die Schaffung eines dem heutigen Grundsatzes des „Hohlraumminimums“ entsprechenden dichten Betons von einheitlicher Beschaffenheit, erhöhter Zugfestigkeit und Wasserundurchlässigkeit, so können wir als Ergebnis der vorliegenden Materialprüfungen feststellen, daß die Gütesteigerung des Betons durch den Fliehkraftdruck eine ganz erhebliche ist. So haben die Versuche anläßlich des Baues der Druckrohrleitung für die Mittlere Isar AG. ergeben, daß die Biegezugfestigkeit von gestampften Prismen von der für die Rohrherstellung verwendeten Betonzusammensetzung höchstens 37 kg/cm² betragen hat, während die mittlere Biegezugfestigkeit des geschleuderten Betons 80 kg/cm², also mehr als das Doppelte betragen hat¹⁶⁾. Es braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß diese Betonvergütung für die Rissicherheit des Schleuderbetons von großer Bedeutung ist und daß sie es gleichzeitig ermöglicht, die Rohrwände im Interesse ihrer Elastizität so schwach als möglich zu halten. Der letztere Umstand ist neben dem Fehlen von Arbeitsfugen das am meisten hervorstechende Merkmal der Schleuderrohre gegenüber den ortsfest hergestellten oder in Formen eingerüttelten Rohren. Es wäre deshalb auch verfehlt, die „Sicherheit“ von Eisenbetonrohren dadurch erhöhen zu wollen, daß man die Beanspruchungsgrenzen des Materials herabsetzt und dadurch zu übermäßigen Wandstärken kommt, die die Elastizität des Rohres gefährden und für die die Spannungsverteilung über die Rohrwand nicht mehr gleichmäßig angenommen werden kann. Es gehört zu den vielen Verdiensten Spangenberg's, in diesem Zusammenhang zu einer Zeit auf die Bedeutung höherer Zugfestigkeit des Zementes bei derartigen Eisenbetonwasserbauten hingewiesen zu haben¹⁷⁾, als die deutschen Zementherzeuger ihr Hauptaugenmerk noch auf die Steigerung der Zementdruckfestigkeit richteten. Da die Höchstbeanspruchungen, die in Scheitel, Kämpfer und Sohle entstehen, sich aus Biegung und außenmittigem Zug zusammensetzen, und da es sich hier nicht so sehr um die Berücksichtigung des sonst üblichen Sicherheitsgrades, sondern darum handelt, den Beton rissfrei zu erhalten, so kann man mit der zulässigen Zugbeanspruchung des Schleuderbetons bis nahe an die Zugfestigkeit gehen. In dieser Hinsicht sind die Versuche beim Bau der Druckrohrleitung für die Mittlere Isar AG. sehr aufschlußreich. Durch Scheiteldruckversuche wurde eine Biegezugfestigkeit von 82 kg/cm² und durch Innendruckversuche eine zusammengesetzte Zugfestigkeit von 41,5 kg/cm² ermittelt, wovon 35,2 kg/cm² reine Zugfestigkeit und 6,3 kg/cm² bereits auf Zug reduzierte Biegezugfestigkeit sind. Das Verhältnis der reinen Zugfestigkeit zur Biegezugfestigkeit ergab sich also zu etwa 0,5. Als Höchstwert der Druckfestigkeit ergab die Scheiteldruckprobe sogar 89,2 kg/cm². Wenn auch bei der Festsetzung der zulässigen Beanspruchung vor allem die äußeren statischen Verhältnisse der Rohrleitung maßgebend sind, so wird man doch für Entwurfszwecke mit einer reinen Zugfestigkeit des durch vierzehntägiges Feuchthalten behandelten Schleuderbetons von etwa 40 kg/cm² und somit mit einer reinen Zugbeanspruchung von etwa 35 kg/cm² rechnen dürfen. Bei Bauausführungen wird man jedoch der Festsetzung der höchstzulässigen Beanspruchung und des Verhältnisses von reiner Zugfestigkeit zur Biegezugfestigkeit Versuche vorangehen lassen müssen und je nach der Streuung der erreichten Betonzugfestigkeit einen Sicherheitsrückhalt von 15 bis 30% bilden, um zu der zulässigen Beanspruchung zu kommen. Da eine ein- bis zweiwöchige Wasserlagerung der frisch geschleuderten Rohre oder Dampfhärtung bemerkenswerte Festigkeitszunahmen bringt, so wird man bei dementsprechend sorgfältig nachbehandelten Rohren das angegebene Verhältnis der reinen Zugfestigkeit zur Biegezugfestigkeit von 0,5 größer als beim Fehlen einer besonderen Nachbehandlung, z. B. zu etwa 0,65 annehmen dürfen. Mit der Eisenspannung sollte man nicht über 1200 kg/cm² gehen. Die Verhältniszahl n sollte man mit Rücksicht auf die Abnahme der Dehnungszahl bei wachsendem Zementgehalt nicht zu hoch, etwa $n = 8$ bis 10 annehmen.

Neben der vorerörterten Rücksichtnahme darauf, daß das Rohr den statischen Beanspruchungen standhält, erfordert der Gesichtspunkt völliger Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen äußere Zugkräfte, daß Oberflächenrisse im Beton und damit Durchfeuchtungen tunlichst verhütet und tiefergehende Risse unter allen Umständen ausgeschlossen sind. Die große Gefahr der mehr oder weniger tief von außen in den Beton eindringenden Schwindrisse, die oft kaum mit bloßem Auge erkennbar sind, liegt darin, daß sie eine Schwächung der Wandstärke bedeuten, die je nach dem Grade über kurz oder lang zu durchgehenden Rissen führt und dann das Rohr unbrauchbar macht. Da die Größe des Schwindens in erster Linie von der Zusammensetzung, also der Herkunft des Zementes abhängt, so sollte bei Auswahl des für Schleuderbetonrohre zu verwendenden Zementes außer hoher Zugfestigkeit dessen Verhalten hinsichtlich Schwindens sowohl beim Abbinden als auch bei weiterer

¹⁶⁾ Vgl. B. u. E. 1928, Heft 13, S. 243 u. 246.

¹⁷⁾ Vgl. B. u. E. 1927, Heft 1, S. 16 ff.

Erhärtung berücksichtigt werden. Auch der Einfluß der Zuschläge und des Wasserzusatzes bedarf vor der Rohrherstellung der Klarstellung durch Versuche. Weiterhin und ganz besonders spielt die zur Verhinderung von Schwindrissen übliche Nachbehandlung der Rohre in den ersten Wochen und Monaten nach ihrer Herstellung eine besonders wichtige Rolle. Später Beginn und Verlangsamung des Austrocknens durch möglichst langes Feuchthalten des Betons oder durch Anstriche, die das Austrocknen verzögern, sind wirksame Maßnahmen, von denen bei allen vor-

Festigkeit erreicht hatten¹⁸⁾. Abb. 39 bis 41 beweisen zur Genüge den unabhängig von der Jahreszeit vorhandenen Wert der Dampfhärtung¹⁹⁾. Abb. 39 zeigt die Ergebnisse von Druckproben an 762 mm weiten Eisenbetonrohren, die im Juli und August hergestellt wurden. Die Rohre waren 1,22 m lang und hatten 89 mm Wandstärke; die Ringbewehrung betrug 3,58 cm²/lfd. m, die Betonmischung war 1:3, die Mischungsdauer 3 min. Sämtliche Rohre wurden 48 Stunden lang in einer Dampfkammer von 38° C gelagert. Die Festigkeitszunahme war vom achten Tage ab unbedeutend. In Abb. 40 sind die Druckproben von 381 mm weiten unbewehrten Kanalisationsrohren i. M. 1:3,3 dargestellt, die im Januar hergestellt und nach einer 36- bis 48stündigen Dampfhärtung bei 38° C im Freien bei -1 bis +4° C gelagert wurden. Abb. 41 zeigt den Einfluß der Temperatur auf die Druckfestigkeit eines Betons 1:2:4.

Die bisher bekannten Versuche lassen erkennen, daß eine Betonmischung mit niedrigem Wasserzementfaktor während der anfänglichen Erhärtungszeit eine verhältnismäßig größere Festigkeitszunahme aufweist als eine nasse Mischung. Weiterhin steigern höhere Wärmegrade die Festigkeit während der ersten Erhärtungsstufe. Die Festigkeitszunahme verringert sich mit zunehmendem Alter des Betons. Als wirtschaftliche Grenzen für die anfängliche Erhärtungszeit werden im Sommer höchstens 48 Stunden, im Winter höchstens 60 Stunden mit jeweiligen Raumtemperaturen von 32 bis 43° C angegeben. Wichtig ist, daß der Dampfstrom die frischen Rohre nicht unmittelbar trifft und daß sein Wassergehalt ein möglichst hoher ist. Dann findet eine gleichmäßige Anfeuchtung aller Rohre statt. Einzelne Firmen legen die Rohre nach der Dampfhärtung noch während einer Reihe von Tagen in ein Wasserbad.

Allgemein zu beachten ist ferner, daß die durch den Schleuderprozeß eines großen Teiles ihres zum Erhärten nötigen Wassers beraubten Rohre während der Nachbehandlung einen reichlichen Wasserbedarf haben. Es ist daher bei der Erhärtung für ausgiebige Feuchthaltung der Rohre und Vermeidung von Luftzug zu sorgen, und zwar um so mehr, je gründlicher die Rohre bei der Schleuderung entwässert wurden.

Um das mitunter kostspielige und lästige Feuchthalten des Betons oder das Zudecken der Rohre mit Zelttüchern, Strohmaten u. dgl. während der Abbinde- und Erhärtungszeit zu vermeiden, ist man vereinzelt auch dazu geschritten, die Rohrwandungen mit Anstrichen zu versehen, die das Austrocknen verzögern und das dem Beton zum Erhärten nötige Wasser vor Verdunstung schützen. Hierfür dürften sich auch

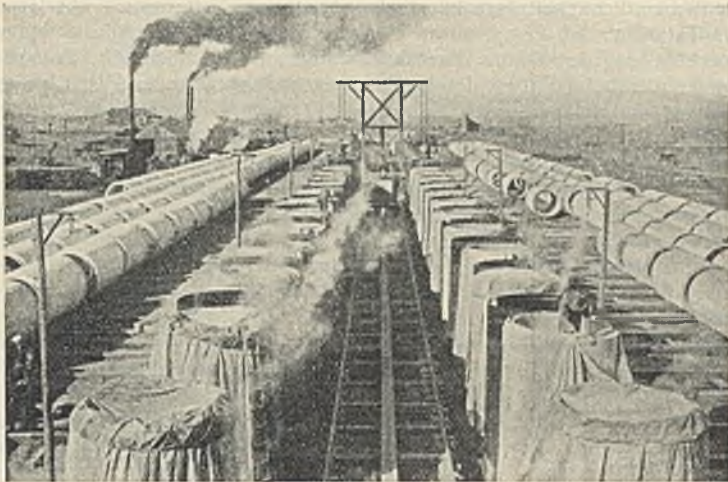


Abb. 38. Dampfhärtung auf dem Fabrikplatz der Lock Joint Pipe Co. in Fort Logan, Colo., von 1676 mm weiten Eisenbetonrohren (5,73 at), für die Stadt Denver.

besprochenen Herstellungsverfahren teils in der Form eines mehrtägigen Wasserbades, teils durch Abdecken mit feucht gehaltenen und bis zum Erdboden reichenden Jutetüchern, teils durch Berieselung oder Lagerung der Rohre in Kammern u. dgl. Gebrauch gemacht wird. Diese im Grade ihrer Wirkung verschiedenen Verfahren kommen auch der Verminderung der Wasserdurchlässigkeit der Rohre zugute. Einzelne Verfahren nutzen die Tatsache aus, daß die Betonfestigkeit bei Erhärtungstemperaturen bis zu 32 bis 43° C und darüber zunimmt, wenn dem Beton das zum Erhärten

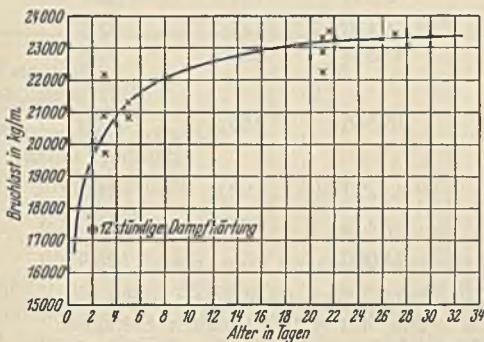


Abb. 39.

Bruchlasten für 762 mm weite Eisenbetonrohre, die im Juli und August hergestellt wurden. Die 28-Tage-Balkenprobe soll 5358 kg/m ergeben.

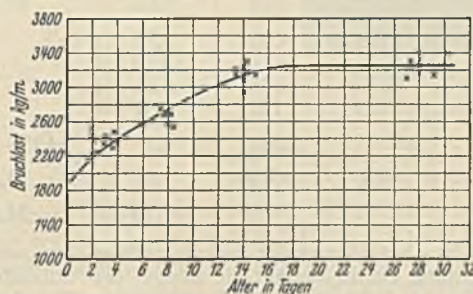


Abb. 40.

Bruchlasten für 381 mm weite Betonrohre, die im Januar hergestellt wurden. Die 28-Tage-Balkenprobe soll 2039 kg/m ergeben.

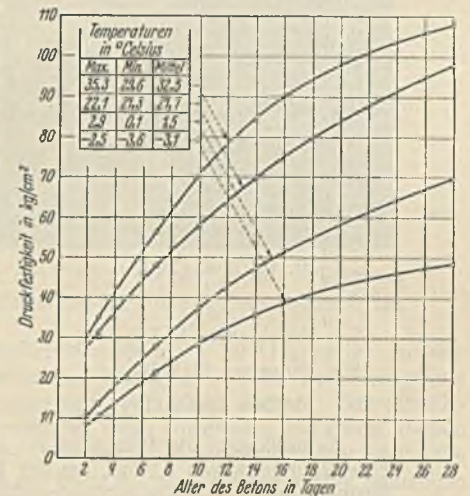


Abb. 41.

Einfluß verschiedener Wärmegrade auf die Erhärtung von Beton 1:2:4.

notwendige Wasser erhalten bleibt. Sie setzen infolgedessen die Rohre nach der Schleuderung der in der Zementwaren- und Kunststeinindustrie üblichen und bewährten Dampfhärtung im Freien unter Zelttüchern (Abb. 38) oder — besser — in geschlossenen Kammern von 32 bis 55° C Innentemperatur aus. Zweifellos werden die Kosten dieses Verfahrens in vielen Fällen durch die mit der Beschleunigung des Abbindens und der Erhärtung verbundene Festigkeitsteigerung aufgewogen. So haben Versuche von A. B. Mc Daniel an der Universität von Illinois ergeben, daß die Druckfestigkeiten von Beton bei normaler Erhärtungstemperatur (16 bis 21°) nach 7, 14 und 21 Tagen ungefähr 50, 75 und 90% derjenigen der 28-Tage-Festigkeit erreichen. Bei Temperaturen von -7 bis +5° C lagen diese Werte um durchschnittlich 30% niedriger, bei Temperaturen von 27 bis 43° dagegen — namentlich zwischen 2 und 14 Tagen — um mindestens 50% höher. Es zeigte sich, daß bei niedrigem Wasserzementfaktor die Endfestigkeit von 28 Tagen schon innerhalb 2 bis 7 Tagen erreicht wird, wenn der Beton während der anfänglichen Erhärtungszeit einer wassergesättigten Lufttemperatur von 32 bis 43° C ausgesetzt wird. Versuche mit Betonzylindern ergaben weiter, daß diese nach 24stündiger Luftlagerung in Zimmertemperatur und anschließender 12stündiger Einwirkung durch wassergesättigten Dampf von 5,6 bis 7 at bereits die 28-Tage-

die im Betonstraßenbau neuerdings üblich gewordenen Verfahren zur Behandlung frischen Betons mit einer Bitumen-Emulsion eignen, über deren eines bereits früher in der Bautechn. berichtet wurde²⁰⁾. Bei einem seit 1926 besonders in USA. häufig angewandten Verfahren, dem Hunt-Prozeß (nach dem Chemiker C. W. Hunt), wird auf der noch feuchten Rohroberfläche mittels Schlauches eine kalte Emulsion verteilt, die in der Hauptsache aus Trinidad-Asphalt, Burmudez-Asphalt und Gilonite besteht, die bei einer außergewöhnlich hohen Temperatur vermischt werden (Abb. 42).

Von besonderem Einfluß sind sodann die Temperaturschwankungen, denen die dünnwandigen Rohre unmittelbar nach ihrer Herstellung unterworfen sind. Hier können schon die Temperaturunterschiede am Herstellungsort bei Tag und bei Nacht sehr empfindlich und dementsprechend die Temperaturspannungen gefährlich hohe sein, so daß Maßnahmen zu

¹⁸⁾ Eng. News-Rec. vom 17. Februar 1927, S. 282.

¹⁹⁾ Aus R. A. Foley: „Effect of temperature on curing“. American Concrete Institute. Proceedings of the twenty-fifth Annual Convention. Detroit 1929. S. 566 ff.

²⁰⁾ Vgl. Bautechn. vom 29. November 1929, Heft 52, S. 831.

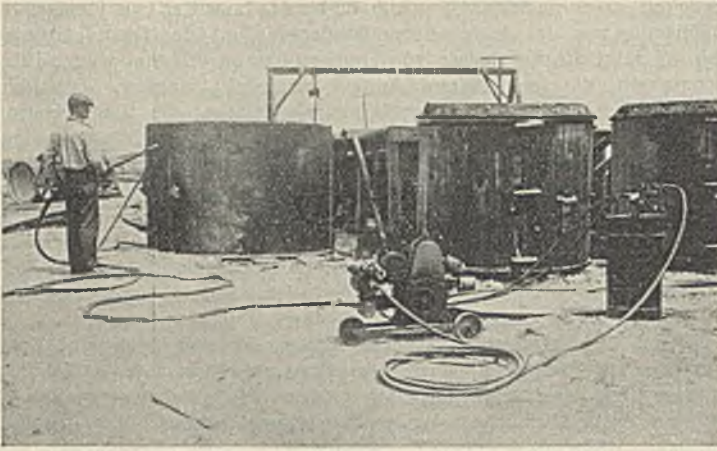


Abb. 42. Behandlung von 1524 mm weiten Eisenbetonrohren nach dem Hunt-Verfahren in Sayreville, New Jersey.

kommenden plastischen Konsistenz nimmt die Durchlässigkeit mit steigendem Wasserzementfaktor ($\frac{W}{Z}$ größer als 0,6 bis 0,7) zu. Infolgedessen ist es notwendig, daß das als ungebunden zurückbleibende Überschußwasser möglichst vollkommen entfernt wird, nachdem das Rohr geschleudert ist. Hinsichtlich der Zuschläge sei erwähnt, daß bei einem günstigen Verhältnis zwischen den feineren und gröberen Bestandteilen jene Kornzusammensetzung weiterhin die geeignetste ist, die den geringsten Wasseranspruch aufweist. Natürlicher Kiessand ist also im Hinblick auf die Wasserdichtigkeit dem künstlich gebrochenen Naturgestein überlegen. Die Tatsache, daß Beton unter Wasser quillt, führt zu möglichst langer Feuchthaltung des Betons zwecks allmählicher Selbstdichtung der Rohrwandungen beim Füllen der Leitung durch Schließen der Poren infolge Bildung von Kalkkarbonat. So wurde bei zwei Vianini-Rohren von 2 m Lichtweite und 12 cm Wandstärke eine Wasserabnahme in 24 Stunden von 6,7 bzw. 4,5 l festgestellt²²⁾. Da es näherungsweise gestattet ist, die Wasseraufnahme des Betons als Maßstab für seine Durchlässigkeit anzusehen, so verdient weiter Hervorhebung, daß beim Mörtelmaterial der Vianini-Rohre eine Wasseraufnahme von 2,66 Gewichtsprozent festgestellt wurde, ein Betrag, der die praktische Wasserdichtigkeit dieser

Dichtigkeitsprüfungen an fabrikmäßig hergestellten Eisenbeton-Druckrohrleitungen.

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Rohrleitung	Bauzeit	Lichtweite 2 r mm	Länge km	Innendruck P m	Größte tangentielle Ringzugkraft $Z = p \cdot a \cdot r \cdot \text{cm}$ · 100 kg/m	Wasserverlust in Liter je 1 km Durchm. und km und Tag	
							vertraglich zugelassen	gemessen
1	Baltimore, Md.	1914	2134	0,80	24,38	26 013	237	81
2		1914	2743	1,61	24,38	33 425	237	81
3	Winnipeg, Man.	1917	1676	17,70	13,72 — 28,96	24 268	208,3	78,7
4	Milwaukee, Wis.	1919	1829	0,72	12,19 — 15,85	14 495	208,3	68,5
5	East Orange, N. J. ¹⁾	1922	508	2,41	35,05	8 903	208,3	86,1
6	Tulsa, Okla.	1923	1524	84,47	7,62 — 42,67	—	152,79	76,8
7		1923	1372					
8	New Bedford, Mass.	1923	1524	0,39	7,01	5 342	92,6	79,6
9	Denver, Colo.	1924	1676	9,65	15,24 — 53,34	48 699	168,5	120,4
10	Shreveport, La. ¹⁾	1925	762	2,93	17,07	6 504	154,6	23,1
11	Washington ²⁾	1925/26	1067	3,12	102,1	54 470	185,2	33,3
12		1925/26	914	6,05	103,6	47 345	185,2	52,8
13	Ft. Collins, Colo. ¹⁾	1926	508	2,78	0 — 53,34	13 548	185,2	162,0
14		1926	610	13,19				
15		1926	686	3,54				
16		1926	762	0,67				
17	Providence, R. J. ²⁾	1926/27	1524	6,27	44,19 — 59,44	45 293	92,6	34,2
18	Kingston, N. Y. ¹⁾	1927	610	1,61	24,38	7 435	185,2	138,9
19	Mittlere Isar AG. ¹⁾	1927/28	2000	7,75	24,00	24 000	—	125,9

Anmerkung: Die Leitungen Nr. 1 mit Nr. 18 sind von der Lock Joint Pipe-Company in Ampere (New Jersey) ausgeführt und haben eine Rohrlänge von 3,66 m, bei der Rohrleitung Nr. 19 beträgt die Länge der Rohrschüsse 3 m. Die mit ¹⁾ bezeichneten Leitungen bestehen aus Eisenbetonschleuderrohren, die mit ²⁾ bezeichneten Leitungen aus Eisenbetonblechmantelrohren.

ihrer Verminderung nötig sind. In vielen Fällen wird die hierfür als am zweckmäßigsten erkannte Maßnahme infolge der hohen Kosten und der damit verbundenen Einbuße der Wettbewerbfähigkeit der Eisenbetonrohre ausscheiden und ein wohlfeileres Behandlungsverfahren gewählt werden müssen.

2. Die Wasserdichtigkeit der Rohre und Leitungen. Selbst in der neueren Literatur begegnet man noch irrümlichen Anschauungen über die Wasserdichtigkeit von Eisenbetonleitungen. Wenn so z. B. gesagt wird, daß von etwa 4 kg/cm² Wasserdruck an die Rohrwandungen ihre Wasserundurchlässigkeit verlieren, so ist der Satz in dieser Verallgemeinerung unrichtig. Hierüber kann nur auf Grund der Kenntnis des Betonbaues in Verbindung mit der tangentialen Ringzugkraft $Z \text{ kg/m} = p \cdot a \cdot r \cdot \text{cm} \cdot 100 \text{ cm}$ eine ungefähre obere Grenze angegeben werden, die als Maßstab für die Kühnheit von Eisenbetondruckrohrleitungen angesehen werden kann. Wenn auch die Frage der Wasserdurchlässigkeit von Beton noch keineswegs erschöpfend geklärt ist, so sind doch die Wege, die zur Steigerung der Wasserdichtigkeit von Schleuderbetonrohren zu beschreiten sind, heute in ihrer wirtschaftlichen und technischen Bedeutung bereits ausreichend bekannt.

In erster Linie ist der Wasserzementfaktor zu nennen (die Amerikaner empfehlen $\frac{W}{Z} = \text{etwa } 0,53$)²¹⁾. Bei der für Schleuderbetonrohre in Frage

Rohre zur Genüge erweist. So bewegte sich auch das Vakuum in den 1,1 m weiten Vianini-Rohren für eine 200 m lange Heberleitung der städtischen Elektrizitätswerke Stuttgart zwischen 94 und 98%, so daß die Heberleitung einschließlich der Rohrdichtungen den gestellten Ansprüchen genüge.

Bei der Bedeutung, die die Festigkeit und Dichtigkeit des Betons sowohl wie auch die wirtschaftlich richtige Wahl seiner Zusammensetzung bei Schleuderbetonrohren hat, ist es wichtig, daß man in allen Punkten der Materialauswahl und Rohrherstellung dafür sorgt, daß diese den Beanspruchungen und Anforderungen an Wasserundurchlässigkeit entsprechen, weshalb die wissenschaftliche Beschäftigung mit dem Betonmaterial hier von ganz besonderer Wichtigkeit ist und sich durch keinen noch so guten Schleudervorgang oder keine noch so sorgfältige Berechnung auf Grund der Eisenbetontheorie ersetzen läßt.

Die vorstehende Zusammenstellung gibt einen ungefähren Anhalt über die Geringfügigkeit der bei Eisenbetonrohrleitungen zu erwartenden Wasserverluste. Es entzieht sich unserer Kenntnis, wie weit die in der Tabelle enthaltenen Verlustmengen auf Durchlässigkeit der Rohrwandungen, Undichtheiten in den Stoßverbindungen oder auf die Möglichkeit der Täuschung bei den Manometerbeobachtungen zurückzuführen sind, die

²²⁾ Vianini-Rohre. Ergebnisse von Versuchen der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1925 bis 1927. Bericht erstattet von Prof. Dr. M. Ros. Zürich, Oktober 1927, S. 30.

²¹⁾ Vgl. Eng. News-Rec. vom 2. Mai 1929, S. 706.

wir u. a. darin erblicken, daß in den zu prüfenden, mit Wasser gefüllten Rohrstrucken trotz aller Sorgfalt immer noch eine gewisse Menge von Luft eingeschlossen bleibt, deren Zusammendrückbarkeit eine viel größere ist als die des Wassers. Wie sich leicht nachweisen läßt, reicht aber die alleinige Feststellung der Druckabnahme am Manometer während einer bestimmten Zeit nicht zur richtigen Beurteilung der Dichtigkeitsverhältnisse von weiten Rohrleitungen aus, da sich Wasserverluste durch Rückgänge des Manometerdruckes viel stärker bemerkbar machen, wenn in der Leitung wenig oder gar keine Luft eingeschlossen ist, und daß somit der Verlauf der Dichtigkeitsprüfung vom Luftinhalt der Leitung maßgebend beeinflußt wird²⁴⁾. Insofern besitzen also die in der Tabelle mitgeteilten Wasserverluste, wie überhaupt alle Angaben dieser Art, nur bedingten Wert, um so mehr als auch die drei aus Eisenblechmantelrohren bestehenden Leitungen Nr. 11, 12 und 17 im Vergleich zu den übrigen Leitungen zwar niedrige Wasserverluste aufweisen, aber auf Grund dieser Prüfungen doch nicht als so unbedingt dichthaltend sich erweisen als dies bei Verwendung des hinsichtlich seiner Dichtigkeit einem Eisenrohr gleichenden Blechmantels in Verbindung mit der vorzüglichen Bleimuffendichtung der Lock Joint Pipe Co. hätte erwartet werden können (Abb. 27 u. 28). Man geht also wohl nicht fehl, wenn man die tatsächlichen Wasserverluste der vorerwähnten Eisenbetonrohrleitungen noch niedriger als in obiger Zusammenstellung angegeben annimmt, so daß sie also praktisch nicht nennenswert über denen von bleigedichteten Eisenrohrleitungen liegen.

3. Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnutzung und chemische Einflüsse. Die aus dem Betonbau bekannten Beziehungen zwischen Zementgehalt, Kornzusammensetzung, Zuschlagstoff, Wasserzusatz und Behandlung des Betons einerseits und seinem Abnutzungswiderstand andererseits geben bereits genügend Anhaltspunkte zur Beurteilung des Abnutzungswiderstandes von Schleuderbetonrohren, die sich durch hohen Zementgehalt der inneren Schicht (Abb. 4), einen unter dem Gesichtspunkte des Hohlraumminimums gewählten Beton Aufbau, einen niedrigen Wasserzementfaktor und eine sorgfältige Nachbehandlung auszeichnen. Dies wird auch durch die bis jetzt bekanntgewordenen Versuche bestätigt, für die sowohl der Schleifversuch nach Bauschinger, wie auch der von Gary eingeführte Sandstrahlversuch herangezogen wurde. Beide Versuchsverfahren können als bekannt vorausgesetzt werden. So fand Prof. Dr. Roß durch Versuche mit Vianini-Rohren an der Eidgen. Materialprüfungsanstalt in Zürich folgende mittlere Abnutzungshöhen²⁴⁾:

Material	Abschleifen in mm		Sandstrahlgebläse in mm trocken
	trocken	naß	
Vianini-Rohre	2,26	—	0,6
Steinzeugrohre	2,3	—	0,84
Pflastersteine schweizerischer Herkunft:			
Eruptivgesteine	0,71	1,72	0,56
Sandsteine	0,85	1,88	0,69
Kalksteine	1,56	2,89	0,52

Wie die Zahlen über Pflastersteinmaterialien erkennen lassen, bestätigt das nasse Abschleifen — wie es zur Beurteilung des Abnutzungswiderstandes in Kanälen und Rohrleitungen allein in Frage kommt — die bekannte Tatsache, daß sich nasser Beton mehr abnutzt als trockener. Man wird also einen Vergleich zwischen den einzelnen Rohrmaterialien nicht ohne Heranziehung der entsprechenden Zahlen für nasses Schleifen anstellen dürfen. Das bereits früher festgestellte geringe Wasseraufnahmevermögen der Schleuderbetonrohre ist eine Folge der Hohlraumarmut des Betons und verhindert zusammen mit der an der Innenseite angeschleuderten kalkfreien Zementhaut den Eintritt der schädlichen Flüssigkeit in den Beton. Hierin liegt also in erster Linie der natürliche Schutz der Schleuderbetonrohre gegen innere und äußere chemische Einflüsse durch Basen, Säuren und Salze, sowie die Ursache ihrer größeren Widerstandsfähigkeit gegenüber anderen Betonrohren. Für normale häusliche Abwässer können also Schleuderbetonrohre unbedenklich verwendet werden. Zu den zementgefährlichen Böden und Wässern gehören in erster Linie solche mit hohem Gehalt an Sulfaten (Gips), Magnesiumsalzen und freien Säuren. Durch die Auswahl der Zementart oder durch sorgfältig aufgetragene Schutzanstriche (Asphaltose, Inertol, Preolit, Siderosthen-Lubrose usw.) oder durch eine Innenauskleidung mit Asphalt wie beim Billé-Ligonnet-Verfahren läßt sich ein geeigneter Schutz gegen angriffslustige Wässer herstellen, wenn man nicht den anderen Weg vorzieht, dem betreffenden Leitungswasser seine betonangreifenden Eigenschaften zu nehmen. In welchem Maße u. U. Eisenbetonrohre beim Auftreten von Bodensäuren Rohren aus Flußstahlblech überlegen sind, zeigt eine von Oberbaurat Müller, Bremen, gemachte Mitteilung über

²⁴⁾ Dieser Einfluß wird wesentlich herabgesetzt bei dem seit kurzem in England aufgekommenen Verfahren der Lead Wool Co. Ltd. in Snodland, nur die einzelnen Muffen auf ihre Dichtigkeit zu prüfen.

das gute Verhalten einer von 1912 bis 1915 erbauten Eisenbeton-Druckrohrleitung von 1300 mm Lichtweite in einem Boden mit großen Mengen an Schwefeleisenverbindungen gegenüber einer gleich alten und im gleichen Untergrund verlegten flußeisernen Rohrleitung von 1100 mm Lichtweite, die starke Anfrassungen aufwies²⁵⁾.

4. Hydraulische Leistungsfähigkeit. Die neueren Untersuchungen über die Verteilung der Geschwindigkeit über den Rohrquerschnitt haben gezeigt, daß bei der in der Praxis ausschließlich vorkommenden wirbeligen Strömung der in der Rohrachse auftretende Höchstwert der Geschwindigkeit ungefähr doppelt so groß ist als die in der Nähe der Rohrwand auftretende Geschwindigkeit. Wenn es also durch irgendwelche Maßnahmen gelingt, die Geschwindigkeit in der Nähe der Rohrwand zu einem Größtwert zu machen, so würde sich dieser Einfluß bis zur Rohrmittte auf die ellipsenähnliche Geschwindigkeitsverteilung bemerkbar machen und die mittlere Geschwindigkeit ($v_m \approx 0,80$ bis $0,86 \cdot \max v$) würde gleichfalls eine Steigerung erfahren²⁶⁾. Der Einfluß der Wandbeschaffenheit auf das Ableitungsvermögen äußert sich auf dreierlei Weise:

- Erhebungen in der Rohrwand vergrößern den benetzten Umfang, erhöhen die Rauigkeit und verengen den Rohrquerschnitt.
 - Durch die an der Rohrwand haftende Schicht findet ein Festhalten des Wassers statt (Totwasser).
 - Die an der Rohrinnenwand bestehenden wellenförmigen Unebenheiten können die Stromfäden zu Flechtströmungen veranlassen, die den ganzen Wasserkörper — wenn auch nicht maßgebend — beeinflussen können.
- Betonrohre weisen die unter Buchstaben a) genannten Erhebungen und Vertiefungen (Krustenbildung und Anrostungen) der Rohrinnenfläche nicht

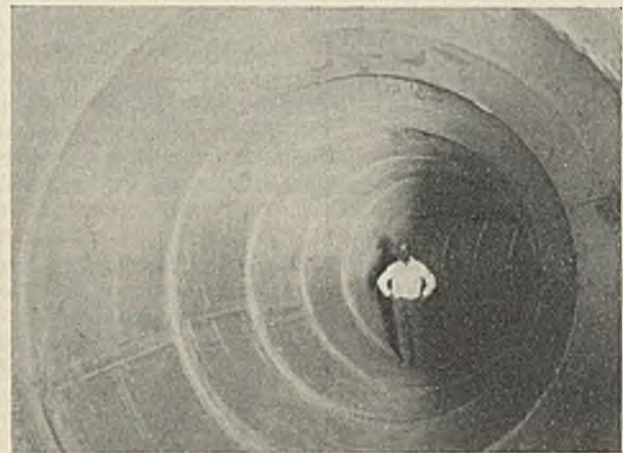


Abb. 43. Innenansicht der 3,05 m weiten, in der Krümmung verlegten Eisenbetonrohrleitung für Los Angeles (August 1928).

auf. Dagegen ist bei Schleuderbetonrohren — im Gegensatz zu den fugenlosen, durchlaufend betonierten Strängen — jede Verbindungsstelle zweier Rohrschüsse im allgemeinen mit einer kleinen Querschnittverschiebung oder bei Glockenmuffen unter Umständen mit einem kleinen Querschnittswechsel verbunden (Abb. 43). In dieser Hinsicht verhalten sich also Schleuderbetonrohre mit ihren bis zu 5 m betragenden Baulängen etwa gleich wie die bis zu 4 m langen Gußeisenrohre, verursachen aber zahlreichere Verbindungswiderstände als die im allgemeinen 8 m langen Rohre aus Flußstahlblech. Andererseits weisen Betonoberflächen — mehr als andere Rohrbaustoffe in neuem Zustande — einen mannigfachen Wechsel ihrer Rauigkeit und Oberflächenform auf, so daß jeder Vergleich

²⁴⁾ Prof. Dr. M. Roß, Eisenbetonschleuderrohre, Bauart Vianini der Intern. Stewart-Balken-Gesellschaft, Luzern. Schweiz. Bauztg. Bd. 93, vom 22. Juni 1929.

²⁵⁾ Müller, „Die Verwendung von flußeisernen Röhren im Grundwasser“. Zeitschrift „Bauamt und Gemeindebau“ 1929, S. 288.

²⁶⁾ Diese Zwangläufigkeit, der die einzelnen Wasserteilchen in ihrer Bewegung in der Rohrleitung unterworfen sind, hat man sich derart zunutze gemacht, daß man durch Messung der Geschwindigkeit in einem einzigen Punkte in der Rohrachse die mittlere Geschwindigkeit für den ganzen Querschnitt in langen geraden Rohren mit guter Annäherung bestimmt. Es verdient Hervorhebung, daß Oberregierungsbaurat Rapp in Rosenheim kürzlich ein Verfahren angegeben hat, das für natürliche Wasserläufe ebenfalls in einfacher Weise ermöglicht, die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit aus der Oberflächengeschwindigkeit in der Mitte des gegebenen Querschnittes abzuleiten (Ztrbl. d. Bauv. 1929, Nr. 48). Bei diesem Verfahren findet somit der Gedanke — wenn auch unbeabsichtigt — Verwirklichung, daß die in einem Teil des Abflußquerschnitts infolge größerer Rauigkeit oder geringerer Wassertiefe bestehende Geschwindigkeitsverzögerung auf den ganzen Querschnitt einwirkt, wie dies erstmals durch die Versuche von Grantz im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin mit dem für Kraftwasserkanäle seinerzeit erörterten Doppelprofil festgestellt wurde.

zwischen dem Leitungsvermögen von Betonrohren und anderen Rohrarten von einem ganz bestimmten Herstellungsverfahren, der jeweiligen Verwendungsart der Rohre und der Beschaffenheit des Leitungswassers ausgehen muß und somit veralgemeinernde Betrachtungen vermieden werden sollten. Die oben beschriebenen Rohrschleuderverfahren haben auch tatsächlich ein so wechselvolles Bild ergeben, daß hinsichtlich des hydraulischen Verhaltens der einzelnen Rohrarten untereinander Verschiedenheiten bestehen, deren Herausstellung der Rahmen dieser Arbeit verbietet. Wir müssen uns vielmehr darauf beschränken, auf das den Betonrohren gemeinsame hydraulische Verhalten hinzuweisen und lediglich von einzelnen Rohrarten die bisher bekanntgewordenen Ergebnisse von Laboratoriumversuchen ohne kritische Würdigung mitzuteilen, da letztere zur Beurteilung der hydraulischen Wertigkeit der betreffenden Rohrarten bzw. der ganzen Rohrleitung noch nicht ausreichen. Die ersten Versuche über das Leitungsvermögen einer großen Betonrohrleitung sind 1880 an der Sudbury-Leitung von 1220 mm Durchm. (Kalifornien) gemacht worden. Die umfassendsten Arbeiten über den Durchfluß des Wassers durch Betonrohre verdanken wir Fred C. Scobey²⁷⁾, der sowohl seine eigenen zahlreichen wie alle ihm aus der Literatur zugänglichen Messungen für Lichtweiten von 203 bis 5486 mm und Durchflußgeschwindigkeiten von 0,11 bis 6,10 m/sek hierin veröffentlichte. Er geht von der Grundformel aus:

$$v = \lambda_s \cdot R^\mu \cdot J^\nu,$$

wo v = Geschwindigkeit in m/sek, R = Profilhalbmesser (Vierteldurchmesser) in m und J = Gefälle bedeutet, und empfiehlt für $\mu = 0,625$ (sehr vorsichtig!) und $\nu = 0,5$ folgende Werte für λ_s (die Klassifikation wird wesentlich gekürzt wiedergegeben):

Klasse 1: Aus trocken gestampften und zu früh ausgeschalteten, sehr kurzen Einzelrohren nachlässig zusammengesetzte Leitungen mit vortretendem Fugenmörtel: $\lambda_s = 60,8$.

Klasse 2: Über rauher Holzschalung erdfucht gestampfte Leitungen aus Einzel- oder durchlaufenden Rohren: $\lambda_s = 70,6$.

Klasse 3: Kleine Lichtweiten mit kurzen, naß gestampften Rohrschüssen oder weite, erdfucht gestampfte Rohre von großen Einzellängen oder Eisenrohre mit Zementauskleidung oder zwischen eisernen Schalungen gepreßte Rohre: $\lambda_s = 78,5$.

Klasse 4: Mit größter Sorgfalt hergestellte durchlaufende fugenlose Leitungen von Lichtweiten über 760 mm: $\lambda_s = 84,2$. Dieser Wert galt 1917/18 als die höchste erreichbare Glätte von Betonrohren.

Eine besonders für den Vergleich mit anderen Rohrarten geeignete Formel ist die von Williams-Hazen, die für metrisches System die Form hat:

$$v = \lambda_w \cdot 0,001^{-0,04} \cdot R^{0,63} \cdot J^{0,54};$$

hierin ist $0,001^{-0,04} = 1,31825$, $\lambda_w = 0,6443 C_w$, wo C_w die Williams-Hazensche Rauheitszahl ist. Diesem Rauheitswert entsprechen in den vorgenannten Klassen für Betonrohre folgende Werte von λ_w :

Klasse	λ_w	
	bei $v < 1,50$ m/sek	bei $v > 1,50$ m/sek
1	57,99	51,54
2	70,87	64,43
3	77,32	70,87
4	90,20	83,76

Diesen Werten stehen vergleichsweise folgende gegenüber:

	λ_w
Gußeisenrohre, neu	83,76
" 10 Jahre alt	70,87
" 20 " "	64,43
" 30 " "	57,99
Genietete Eisenrohre, neu	70,87
" 10 Jahre alt	64,43
" 20 " "	57,99
Holzdaubenrohre	83,76

Aus der im letzten Jahrzehnt erreichten Vervollkommnung in der Herstellung von Betonrohren schließt Scobey auf Grund weiterer inzwischen von ihm, Gibson u. a. durchgeführter Messungen an ausgeführten Leitungen (nicht Laboratoriumversuche!), daß neuzeitliche Betonleitungen — und hierzu zählt er insbesondere auch Schleuderbetonrohre — einen Rauheitswert von nahe an $\lambda_s = 91,1$ erreichen, was einem λ_w zwischen 90,2 und 96,6 bei Rohren, die größer als 762 mm sind, entspricht. Die für Betonrohrleitungen wünschbare Innenglätte bezeichnet Scobey mit dem Werte von $\lambda_s = 95,6$ oder in der Williams-Hazenschen Formel mit λ_w zwischen 93,4 und 103,1.

²⁷⁾ „The Flow of Water in Concrete Pipe“. By Fred C. Scobey. United States Department of Agriculture. Bulletin Nr. 852. Washington 1924. — „Coefficients of Flow in Concrete Pipe“. Journal of the American Water Works Association, Vol. 21, Nr. 1, Januar 1929.

Obwohl die im Jahre 1927 an der in 2,44 m langen Rohrschüssen nach dem Hume-Verfahren geschleuderten Riverside-Leitung (Kalifornien) von 1067 mm Lichtweite (im August 1927 fertiggestellt) vorgenommenen Messungen ein $\lambda_s = 91,5$ bzw. 91,8 ergeben haben (Abb. 44), empfiehlt Scobey vorsichtigerweise bis zum Vorliegen weiterer Versuchswerte für gerade Schleuderrohrleitungen ohne Schlammhaut ein $\lambda_s = 84,2$.



Abb. 44. Innenansicht der nach dem Hume-Verfahren in Einzellängen von 2,44 m geschleuderten, 1067 mm weiten Wasserleitung von Riverside (Kalif). Der dunkle Streifen auf der Sohle ist durch ein photographisches Versehen entstanden.

Hinsichtlich des Verhaltens der Innenfläche von Eisenbetonrohren im Laufe der Jahre ist folgende Gegenüberstellung bemerkenswert, die wir zum Teil der Scobeyschen Arbeit entnehmen.

Rohrleitung	Rauheitszahl in der Williams-Hazenschen Formel		Länge des Zeitabschnittes in Jahren
	am Beginn	am Ende	
	des Zeitabschnittes		
D _r -Düker der Umatilla-Leitung (Oregon), Eisenbeton von 762 mm Durchm.	92,8	79,2	4
Deer-Flat-Forest-Leitung, Boise-Unternehmen (Idaho) Eisenbeton von 914 mm Durchm.	78,0	87,6	1
R _r -Düker der Umatilla-Leitung (Oregon), Eisenbeton von 1168 mm Durchm.	88,9	97,3	3
Denver-Leitung Nr. 10, Eisenbeton von 1372 mm Durchm.	90,8	97,3	3

Auch die im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Dresden von Prof. Heiser im Auftrage der Firma Dyckerhoff & Widmann AG. an einer 30 cm weiten und 25 m langen Schleuderbetonrohrleitung (Abb. 45, bei 200 l/sek größter Durchflußmenge und 2,6 m/sek größter Wassergeschwindigkeit) und die von Prof. Dr.-Ing. Staus in Eßlingen im Auftrage der Firma Ed. Züblin AG. an einer 30 cm weiten und 18 m langen Vianini-Rohr-Leitung (Abb. 46) durchgeführten Versuche über deren Druckhöhenverluste bestätigen das günstige hydraulische Verhalten der Schleuderbetonrohre. Dabei hebt der Versuchsbericht von Prof. Heiser hervor, daß es trotz aller Sorgfalt nicht gelungen sei, den überflüssigen Mörtel an den Stoßstellen vollständig zu beseitigen. „Beim Auseinandernehmen des Rohrstranges zeigte es sich, daß noch Erhebungen bis 5 mm Höhe vorhanden waren, die notgedrungen die Rauigkeit an der Stoßstelle wesentlich erhöhten. Bei den in der Praxis verwendeten Rohrdurchmessern geschieht hingegen die Abdichtung der Stoßstellen vom Rohrinnen aus, so daß hier ein hydraulisch gleichwertiger kontinuierlicher Rohrstrang gewährleistet ist. Die ohnehin sehr günstigen Versuchsergebnisse liegen also noch auf der sicheren Seite, d. h. für größere Rohrdurchmesser mit gut geglätteten Stoßstellen wird die Wandrauigkeit noch kleiner sein, als bei den Versuchen festgestellt wurde.“

Abb. 45 läßt erkennen, daß der Einfluß der Wandrauigkeit entgegen der Annahme des Darcyschen Gesetzes nicht mit dem Quadrat der Geschwindigkeiten, sondern etwas langsamer zunimmt, und daß die Schleuderbetonrohre einen um 13 bis 16% kleineren Druckabfall aufweisen als neue gußeiserne Muffenrohre bei der sonst üblichen Durchflußrichtung

(von der Muffe zum Schwanzende) und einen um 8 bis 13% kleineren bei der entgegengesetzten Durchflußrichtung. Aus Abb. 46 ist zu entnehmen, daß die Druckverluste bei Vianini-Rohren nach 15jähriger Betriebsdauer um rd. 11 bis 17% abnehmen können. Für neue Vianini-Rohre und für Geschwindigkeiten bis zu 2 m/sek beträgt der Druckverlust $J = 0,00355 v^2$.

Aus alledem folgt, daß neuzeitlich hergestellte Betonleitungen insbesondere aus Schleuderbetonrohren, sowohl in ihrem anfänglichen hydraulischen Wirkungsgrade wie auch in ihrem sich gleichbleibenden Verhalten der Innenwandungen gemeinsam mit glatt gehobelten kontinuierlich verlegten Holzdaubenleitungen die praktisch in Frage kommenden Rohre aus anderen Baustoffen übertreffen und daß daher die gelegentlich noch in deutschen Schriften vertretene Auffassung, die Reibungsverluste seien bei Eisenbetonrohren größer als bei Eisen- und Holzleitungen in dieser Allgemeinheit nicht mehr aufrecht erhalten werden kann. Am unverdächtigsten dürfte in dieser Hinsicht die Stellungnahme großer amerikanischer Baubehörden sein, aus der sich ergibt, daß die hydraulische Leistungsfähigkeit von Eisenbetonrohren günstiger beurteilt wird als die von Eisenrohren. So hat das staatliche Ingenieurkorps in den Lieferungsbedingungen für die Wasserversorgung von Washington im Jahre 1925 das Leistungsvermögen von Eisenbetonrohren um 30% höher als das von Eisenrohren angesetzt und die Rauigkeitswerte λ_w in der Williams-Hazenschen Formel folgendermaßen festgesetzt:

Rohrbaustoff	Lebensdauer	λ_w
Gußeisen	100 Jahre	64,43
Flußstahlblech	50 „	64,43
Eisenbeton	100 „	83,76.

Ähnlich verhielt sich die städtische Hauptwasserversorgungskommission von Boston (Mass.), als sie im Jahre 1926 folgende Leitungsquerschnitte einander gegenüberstellte:

Rohre aus Flußstahlblech ϕ 762 mm und
 Gußeisenrohre mit Zementfutter ϕ 609 mm.

Die städtische Wasserwerkleitung von Providence stellte 1924 und 1925 folgende Rohrarten in Vergleich:

Rohre aus Flußstahlblech ϕ 1670 bzw. 1370 mm und
 Betonrohre in Einzellängen ϕ 1520 bzw. 1220 mm.

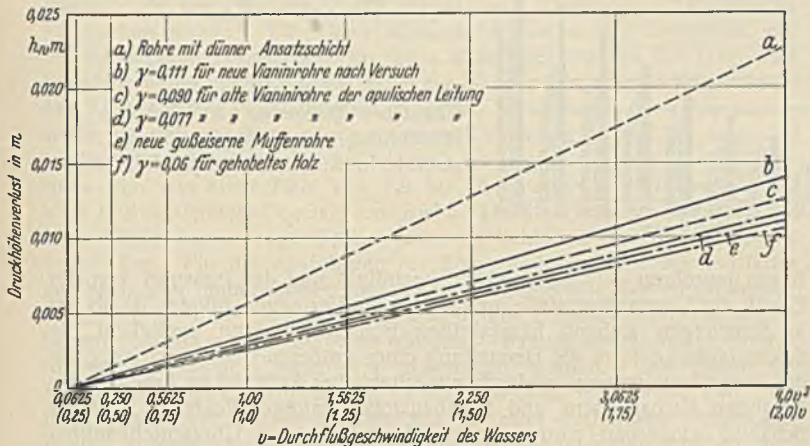


Abb. 46. Druckverluste von neuen Vianinirohren nach Versuchen von Prof. Dr.-Ing. A. Staus verglichen mit denjenigen von alten Vianinirohren der apulischen Leitung, Rohren aus gehobeltem Holz und Gußeisenrohren

auf Grund der Bazinschen Formel: $J = h_w = \frac{v^2 \cdot \left(1 + \frac{\lambda}{R}\right)^2}{87^2 \cdot R}$

Schließlich sei erwähnt, daß die städtische Bauverwaltung von Los Angeles in ihren Ausschreibungsbedingungen vom Januar 1930 bestimmt, daß die Scobey'sche Rauigkeitszahl für Schleuderbetonrohre zu $\lambda_s = 84,2$ angenommen wird, und daß bei gleichem Leistungsvermögen Schleuderbetonrohre mit kleineren Lichtweiten zur Ausführung kommen dürfen als zwischen Schalungen hergestellte Kanalisationsrohre:

Lichtweite von gestampften Kanalisationsrohren in mm	Entsprechende Durchmesser-minderung bei Verwendung von Schleuderbetonrohren in mm
von 457 bis 686	25,4
„ 762 bis 1372	50,8
„ 1448 bis 2286	76,2
„ 2362 und darüber	101,6.

5. Thermisches Verhalten. Im Gegensatz zu Eisenrohren ist die thermische und elektrische Leitfähigkeit von Eisenbetonrohren sehr gering (Wärmeleitzahl von Gußeisen ≈ 43 , von Beton $\approx 0,70$ bis 1,10), so

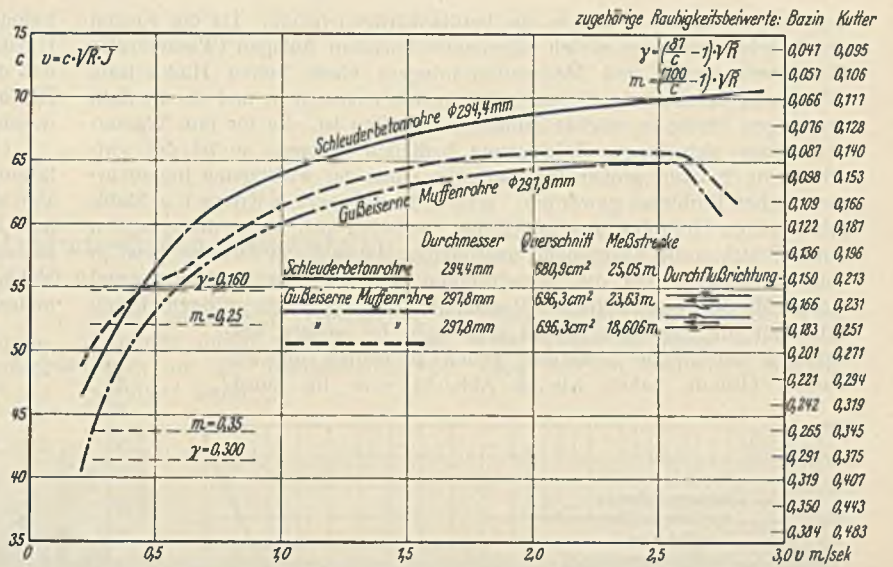


Abb. 45. Durchflußwiderstände von Schleuderbetonrohren System Dywidag und von neuen gußeisernen Muffenrohren.

daß sich beim Verlegen von Eisenbetonleitungen kaum Schwierigkeiten bei Schwankungen der Lufttemperatur (vgl. Fußnote 14) ergeben und nicht jene Rücksichten bei der Verlegung und Verbindung der Rohre geübt werden müssen wie bei großen, insbesondere geschweißten Eisenrohrleitungen. Durch die Herstellung von Eisenbetonrohrleitungen bei niederen Temperaturen hat man gelegentlich sogar den Einbau von Dehnungsvorrichtungen und die bei durchlaufenden Leitungen sonst zweckmäßige Betonierung in einzelnen Abschnitten von 20 bis 25 m Länge umgehen können. Die aus Humerohren teilweise offen verlegte Wasserleitung der Laguna Beach County-Wasserversorgung ist bei einem Innendruck von 16,5 bis 22,9 m täglichen Lufttemperaturschwankungen von 40°C und im Jahresablauf solchen von 75°C ausgesetzt, ohne daß sich hieraus Anstände ergeben hätten. Bezüglich des Verhaltens bei Frosteinwirkungen ist das Betonrohr zusammen mit dem Holzrohr den übrigen Rohrbaustoffen gleichfalls überlegen. Infolge seiner hohen Elastizität und Festigkeit ist das Eisenbetonrohr — auch wenn es offen oder im Bereich der Frosteinwirkung verlegt wird — gegen die durch den Frost verursachten Bodenbewegungen und die sich hieraus ergebenden Biegebbeanspruchungen in hohem Grade unempfindlich. Das Einfrieren oder die hygienisch nachteilige Erwärmung des Leitungswassers ist bei seicht verlegten Betonleitungen nicht zu befürchten.

Bekanntlich hat Prof. G. Fantoli²⁵⁾ auf Grund von Beobachtungen im Netze der Apulischen Wasserleitung die Erwärmungsverhältnisse von Leitungswasser bei verschiedenen Rohrmaterialien untersucht und Beziehungen aufgestellt, aus denen sich beispielsweise für eine 2 m weite Betonrohrleitung von 12 cm Wandstärke und einer Wassertemperatur von 8°C ergibt, daß sie einer Eisenrohrleitung von gleicher Lichtweite und 1,70 m Erdüberdeckung in thermischer Hinsicht gleichwertig ist, wenn ihre Scheiteldeckung 0,43 m beträgt. Die Einsparung an Rohrgrabenarbeiten ist also erheblich. Tatsächlich wird man allerdings das schlechte Wärmeleitvermögen von Eisenbetonrohren infolge anderer Rücksichten im Wasserleitungsbetrieb nicht immer voll ausnutzen können, auch wird man bei Betonrohren — abgesehen von ihrer Empfindlichkeit gegen Temperaturschwankungen — immer mit der Möglichkeit feiner Oberflächenrisse rechnen müssen, die bei Tränkung mit Feuchtigkeit bei Frosteinwirkung zu teilweisen Betonzerstörungen führen könnte, die im Interesse der Dichtigkeit und Festigkeit der Rohre durch ausreichende Erdüberdeckung vermieden werden müssen.

6. Wirtschaftlichkeit. Man muß sich hüten, für einzelne Rohrarten einen allgemein gültigen Wirtschaftlichkeitsvergleich anzustellen. Jedes Unternehmen wird seine besonderen Vorbedingungen haben, die örtlich stark wechseln. Neben diesem maßgebenden Einfluß der Örtlichkeit (Transportverhältnisse, vgl. Abb. 47, Lage der Rohrtrasse im freien Feld oder in städtischen Straßen mit ihren vielseltigen Rücksichtnahmen, Eigenschaften der Böden und des Wassers usw.) werden dann vor allem die Dauerhaftigkeit (Verschlechterung der Rohrleitung infolge innerer und äußerer Korrosion) und die Anlagekosten der Rohre entscheidend für die Auswahl des Rohrmaterials sein. Dabei wird man weiter die Verminderung des Wasserableitungsvermögens als Folge des Alters der Rohre, die Wasserdichtigkeit, Bruchsicherheit, Bearbeitbarkeit (Möglichkeit von Anschlußleitungen), die Gewöhnung des Betriebspersonals an den be-

²⁵⁾ „Ricerche inerenti al riscaldamento nelle condotte ed alla graduazione della profondità die posa con analise e confronti delle temperature massime nella rete dell'Acquedotto Pugliese.“ Genova 1911, S. 16 ff.

treffenden Baustoff u. dgl. m. zu berücksichtigen haben. Da die Kosten der Rohrleitungen bei vielen ingenieurtechnischen Anlagen (Wasserkraft-, Wasserversorgung- und Mellorationsanlagen) einen hohen Hundertsatz (60 % und darüber) der Gesamtanlagekosten ausmachen, und da die Zahl derjenigen Städte in rascher Zunahme begriffen ist, die für ihre Wasserversorgung sich langer Zuleitungen bedienen müssen, so ist der wirtschaftliche Entwurf großer Rohrleitungen eines der wichtigsten ingenieurtechnischen Probleme geworden. Während man vor dem Kriege i. a. Stahlrohre gegen Gußrohre ausgespielt hat, befinden sich heute diese beiden durch Preiskartelle weitgehend geschützten Baustoffe in Abwehr- bzw. in Angriffstellung gegen die gemeinsamen Wettbewerber Eisenbeton und Holz. Mit dem ausdrücklichen Vorbehalt, keine allgemein gültigen Grundsätze für die Rohrmaterialwahl oder eine für unsere Verhältnisse zutreffende Bewertung geben zu wollen, und aus diesem Grunde haben wir in Abb. 48 eine für nord-

betonrohr bei Innendruck über 6 at dem Holzrohr bzw. überholt dieses. Hinsichtlich des Verhältnisses von Gußrohr zu Stahlrohr sei bemerkt, daß die nordamerikanischen Wasserwerkverwaltungen bei Lichtweiten über 750 mm jetzt vorwiegend nur noch Stahlrohre von 12,7 mm Mindestwandstärke für alle vorkommenden Durchmesser verwenden.

Gegenüber den durchlaufend im Rohrgraben gestampften Eisenbetonleitungen liegt der wirtschaftliche Unterschied der Schleuderrohre in der Verringerung der Herstellungskosten. Die durch höhere Biegezugfestigkeit bedingte geringere Wandstärke ermöglicht zunächst einen kleineren Bedarf an Kiessand, so daß beim Fehlen geeigneter Zuschlagstoffe in der Nähe der Baustelle auch der Ferntransport von hochwertigem Kiesmaterial die Gesteungskosten der Schleuderrohre — im Gegensatz zu

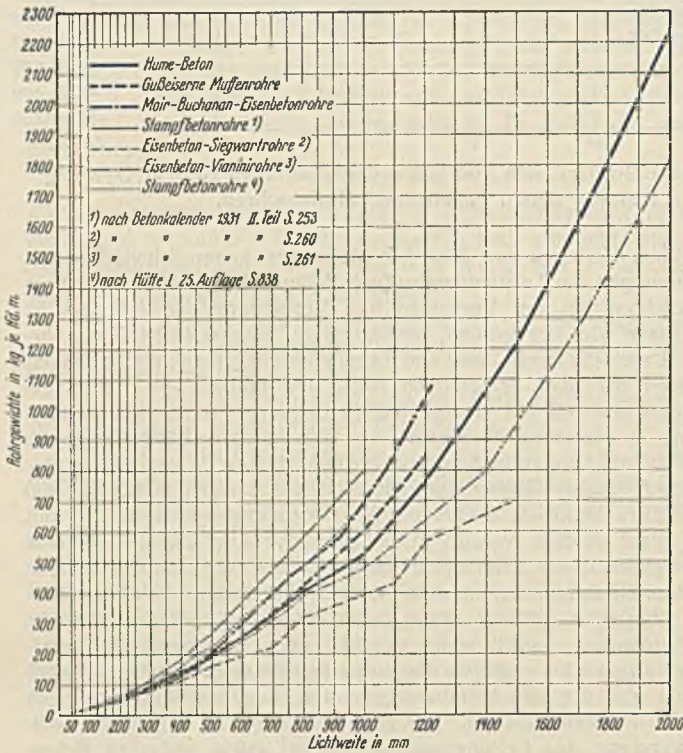


Abb. 47. Die Gewichte von Rohren aus Stampfbeton, Schleuderbeton und geschleudertem Eisenbeton im Vergleich zu Gußeisenrohren.

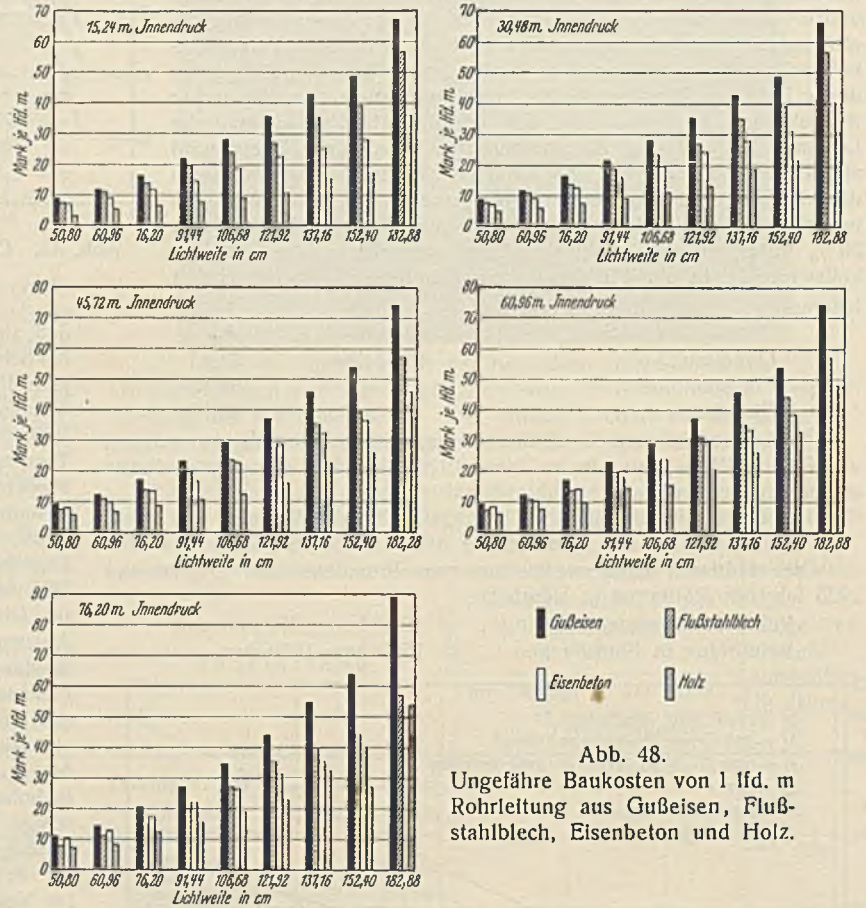


Abb. 48. Ungefähre Baukosten von 1 lfd. m Rohrleitung aus Gußeisen, Flußstahlblech, Eisenbeton und Holz.

amerikanische Verhältnisse geltende Vergleichsberechnung dargestellt, die H. Maury auf der Grundlage eines in Chicago am 1. Januar 1924 geltenden Stundenlohnes von 2,10 RM gemacht hat²⁹⁾, und bei der angenommen ist, daß die Rohrdeckung 0,60 m, die Länge der Rohrleitung 40 km und die Entfernung von der Bahnstation zur Verlegungsstelle 20 km betrage. Die Baukosten schließen in sich die Kosten für Liefen und Verlegen der Rohre, Rohrtransport, Aushub und Wiedereinfüllen des Rohrgrabens, Geräte, Unvorhergesehenes und Bauleitung. Nicht enthalten im Vergleich sind jedoch die Kosten für Verzinsung, Tilgung und Abschreibung, die für die Materialauswahl u. U. von ausschlaggebender Bedeutung sein können. Die Preise für Eisenbetonrohre verstehen sich für Lichtweiten von 50 bis 91 cm und für Innendrucke bis mit 6,1 at für Schleuderrohre, von 106,7 bis mit 182,9 cm und für Innendrucke bis 3,0 at gelten die Preise für stehend gegossene Eisenbetonrohre, alle übrigen Preise gelten für Eisenbetonblechmantelrohre.

Für die in erster Linie miteinander in Wettbewerb tretenden Rohrbaustoffe Flußstahlblech und Eisenbeton läßt Abb. 48 erkennen, daß das Eisenbetonrohr bei Innendruck bis zu 3 at mit zunehmender Lichtweite dem Eisenrohr aus Flußstahlblech überlegen wird. Bei Druckhöhen von über 4,5 at bis zu der Lichtweite von 1200 mm tritt dieser Vorzug teilweise zurück, teils verschwindet er überhaupt. Bei Lichtweiten über 1200 mm ist jedoch das Eisenbetonrohr dem Eisenrohr gegenüber bei allen Druckhöhen bis 7,5 at in den Baukosten überlegen. Im Vergleich zu dem i. a. billigeren Holzrohr nähert sich das 1800 mm weite Eisen-

Baustellenrohre — nicht merklich beeinflußt und der Transport von der Fabrik zur Verwendungsstelle und damit die Verlegung billiger ist als bei in Schalungen stehend hergestellten Rohren. Sodann ermöglicht die Schleuderdauerform die Herstellung einer größeren Gesamtröhrlänge als die Baugrubenschalung, wodurch ein erheblicher Aufwand an Arbeit, teuer bezahlten Facharbeitern und Hilfsbaustoffen infolge Wegfalles jeglicher Schalung eingespart wird; nur die Herstellung von Überschiebemuffen erfordert — falls sie nicht auch geschleudert werden — eine geringe Schalungsarbeit. Endlich bedeutet der Wegfall kostspieliger innerer und äußerer Glattriche eine wesentliche Ursache der Wohlfeilheit von Schleuderrohren.

Da die Schleuderbetonrohre in stehenden fabrikartigen und von der Witterung unabhängigen Betrieben hergestellt werden, so entfallen bei ihnen die besonderen Schwierigkeiten, die jedem Baustellenbetrieb anhaften. Der sich dauernd gleichbleibende und gleichmäßig belastete Betrieb der Schleudermaschinen läßt sich — namentlich bei der hier gebotenen Hinzuziehung von geschulten Kräften und guter Bedienung — ausreichend sicher gestalten, da Betriebsstörungen bei entsprechender Bereitstellung der benötigten Ersatzteile einfach und rasch zu beheben sind. Wie bei jeder hochwertigen industriellen Produktion, ist es auch bei der Schleuderrohrfabrikation möglich, durch Vornahme von Zeit- und Belastungsmessungen rechtzeitig auf die Betriebsverbesserung und auf die Auswahl der einzelnen Arbeiter für die verschiedenen Arbeitsvorgänge einzuwirken. Durch die Anordnung mechanischer Meßvorrichtungen, von Mischzeitmessern und Mischungszählern an den Betonmischmaschinen läßt sich die Güte des Mörtels erhöhen und die Stunden- und Tagesleistung genau feststellen, was der Wirtschaftlichkeit dieses spezialisierten Betriebes nur zugute kommt.

²⁹⁾ „Large Supply Mains“. By Dabny H. Maury. Journal of the American Water Works Association. Vol. 12., September 1924, Nr. 1, S. 1 bis 60.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rheinbrücke Ludwigshafen—Mannheim.

Von Reichsbahnoberrat Weidmann, München.

I. Die bestehende Eisenbahn- und Straßenbrücke.

Im Jahre 1862 wurde zwischen Bayern und Baden ein Staatsvertrag über die Herstellung einer festen Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen an Stelle einer Schiffbrücke, die den Straßenverkehr, und einer Fähre, die den Bahnverkehr vermittelte, abgeschlossen. Die Bauarbeiten wurden im Jahre 1864 in Angriff genommen. Da die neu zu erbauende Rheinbrücke sowohl dem Eisenbahn- als auch dem Straßenverkehr dienen sollte, wurden zwei voneinander unabhängige Brücken auf gemeinschaftlichen Unterbauten erstellt. Die stromaufwärts (südlich) gelagerte wurde für den Eisenbahnverkehr und die stromabwärts (nördlich) liegende für den Straßenverkehr bestimmt. Die lichte Weite der Brücke zwischen den Widerlagern beträgt 270 m. Durch zwei Strompfeiler ist die Brücke in drei gleiche Teile geteilt; jede der drei Öffnungen besitzt eine Lichtweite von rd. 87 m. Die lichte Breite der zweigleisigen Eisenbahnbrücke ist 7,5 m und die der Straßenbrücke 6,5 m. Jede der beiden Brücken hat einen einseitigen Fußweg von 1,8 m Breite. Die Querträger sind in 4,5 m Abstand angeordnet. Ein doppeltes System nach der Mitte zu fallender Diagonalen und dazugehörige, mit den Querträgerabständen übereinstimmende Pfosten dienen als Füllglieder der Hauptträger. An die Hauptbrücke sind auf beiden Ufern noch einige Flutbrücken angefügt. Schöne Steinportale flankieren auf beiden Ufern die eisernen Brücken.

An der für den Brückenbau vorgesehenen Stelle waren mit Lettenschichten durchsetzte Kiesablagerungen der Flußsohle festgestellt worden, weshalb für die Ausführung der Pfeiler und Widerlager Pfahlgründung vorgesehen wurde. Für einen Strompfeiler waren 300 Tragpfähle und 160 Spundpfähle erforderlich; für jedes Widerlager wurden 554 Tragpfähle benötigt; beide Pfahlarten bestanden aus 30 bis 36 cm starken Rundhölzern aus Kiefernholz. Die Tragpfähle drangen, je nachdem die Verwendungsstelle aus feinem Sand oder gröberem Kies bestand, 3,90 bis 11 m tief in die 4 m unter Null des Ludwigshafener Pegels ausgebaggerte Rheinsohle ein, was einer Tiefe von 7,9 bis 14 m unter dem Nullpunkte des alten Ludwigshafener Pegels¹⁾ entspricht. Da die einzelnen Pfähle 2,90 m unter Niederwasser abgeschnitten wurden, behielten sie eine Länge von 5 bis 11 m. Für die Ausführung der Strompfeiler wurden die Baustellen mit hölzernen Spundwänden umschlossen. Die Köpfe der eingerammten Tragpfähle wurden 1 m hoch in eine Betonplatte einbetoniert, auf welche hölzerne Kasten mit abnehmbaren Wänden — damals Senkkasten genannt — für das aufgehende Mauerwerk aufgelagert wurden. Die Länge der Strompfeiler beträgt von Spitze zu Spitze 34,1 m; ihre Breite 7 m. Die Fundamente der Pfeiler wurden aus je zwei getrennten Senkkastenhälften aufgemauert; die 0,4 m starken Senkkasteböden blieben nach Entfernung der Senkkastewände an ihrer Verwendungsstelle. Der zwischen den beiden Mauerteilen verbleibende Zwischenraum wurde in 1,25 m Höhe über Null mit einem Halbkreisgewölbe überspannt. Gegen Unterkolkungen sind Strompfeiler und Widerlager mit einem Steinwürfe versehen worden.

Diese Steinwürfe bilden heute eine höchst unerwünschte Einschränkung der Schiffahrtrinnen, worauf später noch eingegangen wird.

Die Länge der beiden Widerlager beträgt an der untersten Fundamentschicht rd. 34 m, ihre Höhe von Fundament (Oberkante Senkkasteboden) bis zur Bahnkronen 17,85 m. Die Widerlager sind in vier getrennten Senkkasten aufgemauert. Die einzelnen Mauerkörper sind wie bei den Pfeilern durch Überwölbungen der Trennstellen in Verbindung gebracht.

In ihrer großen schlichten Form ist diese in den Jahren 1864 bis 1868 erbaute Rheinbrücke zum Wahrzeichen des Ludwigshafen-Mannheimer Rheinbildes geworden (Abb. 1 u. 2). Diese Erkenntnis hat die Forderung in den Bedingungen des Wettbewerbes²⁾ veranlaßt, daß bei der Formgebung der neuen Brücke auf die bestehende Rücksicht zu nehmen sei. Des weiteren sind durch den geringen Abstand von 15,5 m der neuen Brückenachse von derjenigen der alten Eisenbahnbrücke etwaige Zwischen-

pfeiler nur in der Verlängerung der alten Pfeiler möglich. Der Verlängerung dieser alten Pfeiler und Widerlager muß wegen ihres Einflusses auf die Standsicherheit der alten Brücken besondere Sorgfalt gewidmet werden.



Abb. 1. Ansicht der alten Brücke.

II. Die neue Eisenbahnbrücke.

Im Sinne des für die neue Brücke bei Ludwigshafen - Mannheim erlassenen Ausschreibens des Skizzenwettbewerbes lassen sich die hierfür eingereichten Entwürfe in folgende drei Gruppen einteilen:

Die erste Gruppe, „Pfeilerbrücken“, umfaßt die Entwürfe, die nach Art der alten Brücke den Rhein unter Benutzung von Zwischenpfeilern überspannen. Im Gegensatz hierzu wird bei den Entwürfen der zweiten Gruppe „Pfeilerlose Brücken“ der Strom durch weitgespannte, Pfeilerlose Überbauten überbrückt. Und schließlich können beide Gruppen zu einer dritten zusammengeschlossen werden, dadurch daß die im ersten Baustadium als Pfeilerbrücken ausgebildeten Überbauten in einer späteren Zeit, also gewissermaßen „etappenweise“, ohne Betriebstörung in Pfeilerlose Brücken umgestaltet werden. Der Kürze halber sei die letztere Gruppe „Etappenbrücken“ genannt.

Zur Erlangung von Vergleichsentwürfen hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft im vergangenen Jahre einzelne Firmen gegen Vergütung mit der rechnerischen und konstruktiven Durcharbeitung und Kostenaufstellung



Abb. 2. Brückenportal der alten Brücke.

einer von ihr bestimmter Entwürfe jeder Gruppe beauftragt, ohne daß mit dieser Beauftragung ein Anrecht auf Berücksichtigung bei der Ausführung der Brücke zugestanden wurde.

Diese in der Zwischenzeit von der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft überprüften Ausarbeitungen sollen im einzelnen besprochen und miteinander verglichen werden.

A. Beschreibung der Entwürfe.

1. Pfeilerbrücken.

a) Der Gesellschaft Harkort in Duisburg wurde der im Skizzenwettbewerb mit dem zweiten Preise ausgezeichnete Entwurf des R. O. R.

¹⁾ Null Ludwigshafener Pegel lag bis 1885 auf Kote 87,972 über Null A. P. — seit dem Jahre 1885 liegt Null des Ludwigshafener Pegels auf 85,126 über Null A. P.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 6, 9, 14.

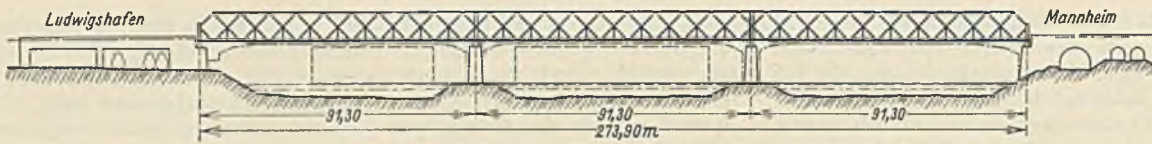


Abb. 3. Hauptträgernetz.

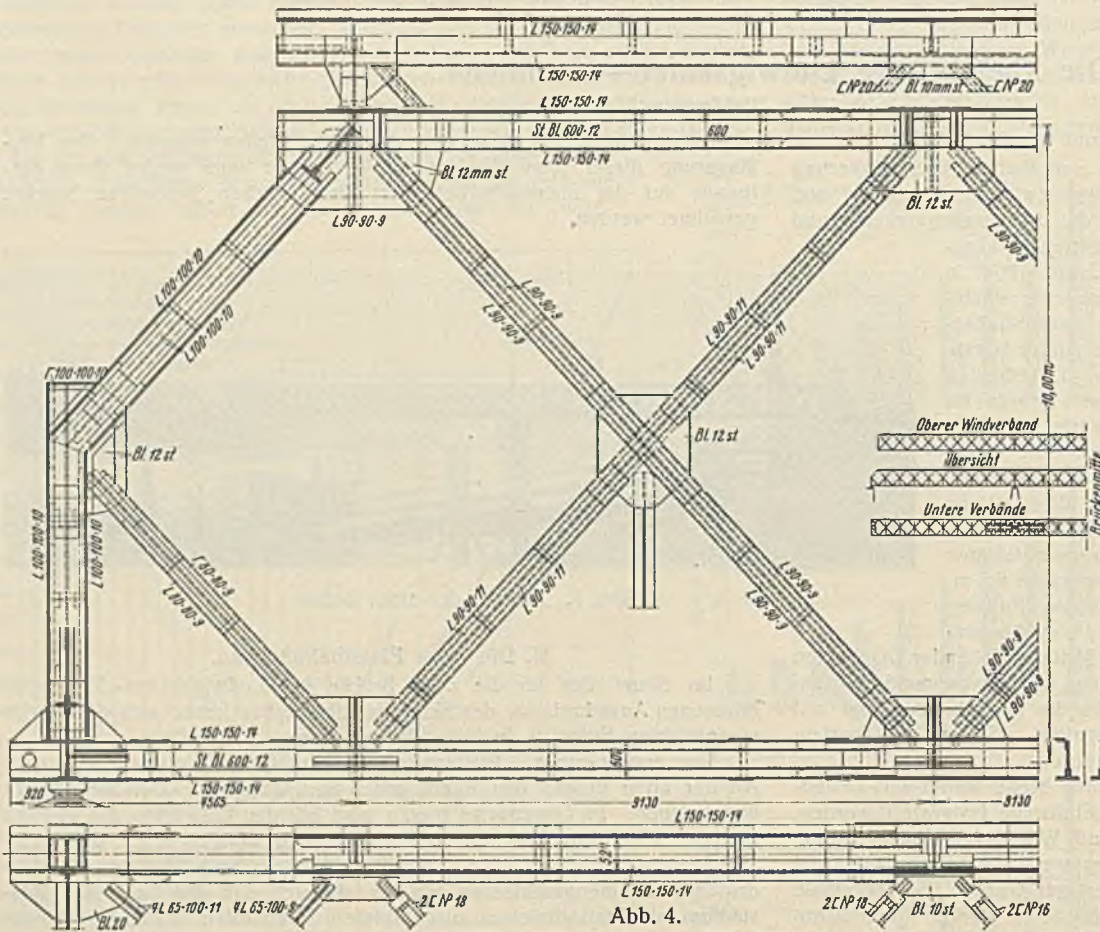


Abb. 4. Hauptträgerende am Widerlager.

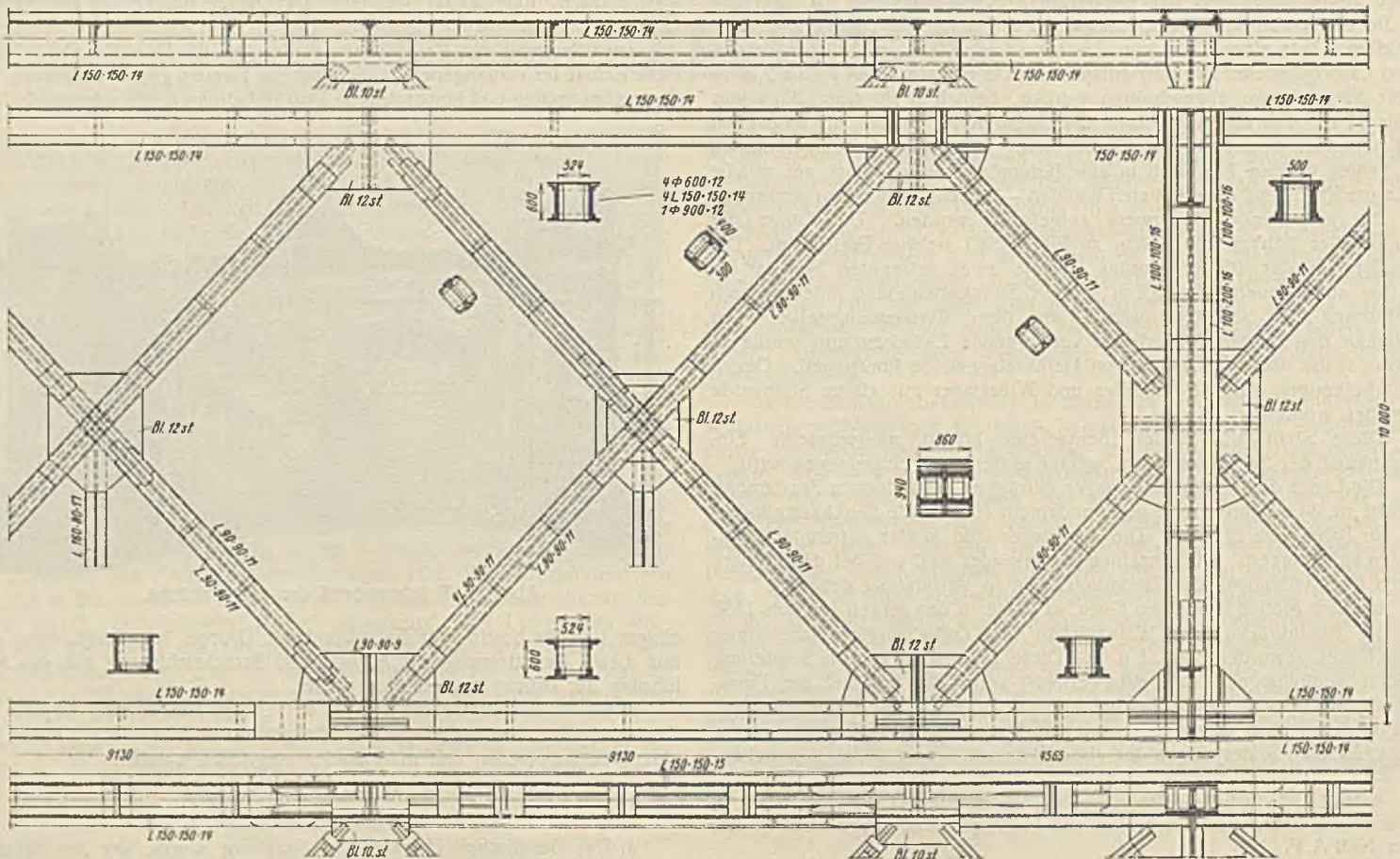
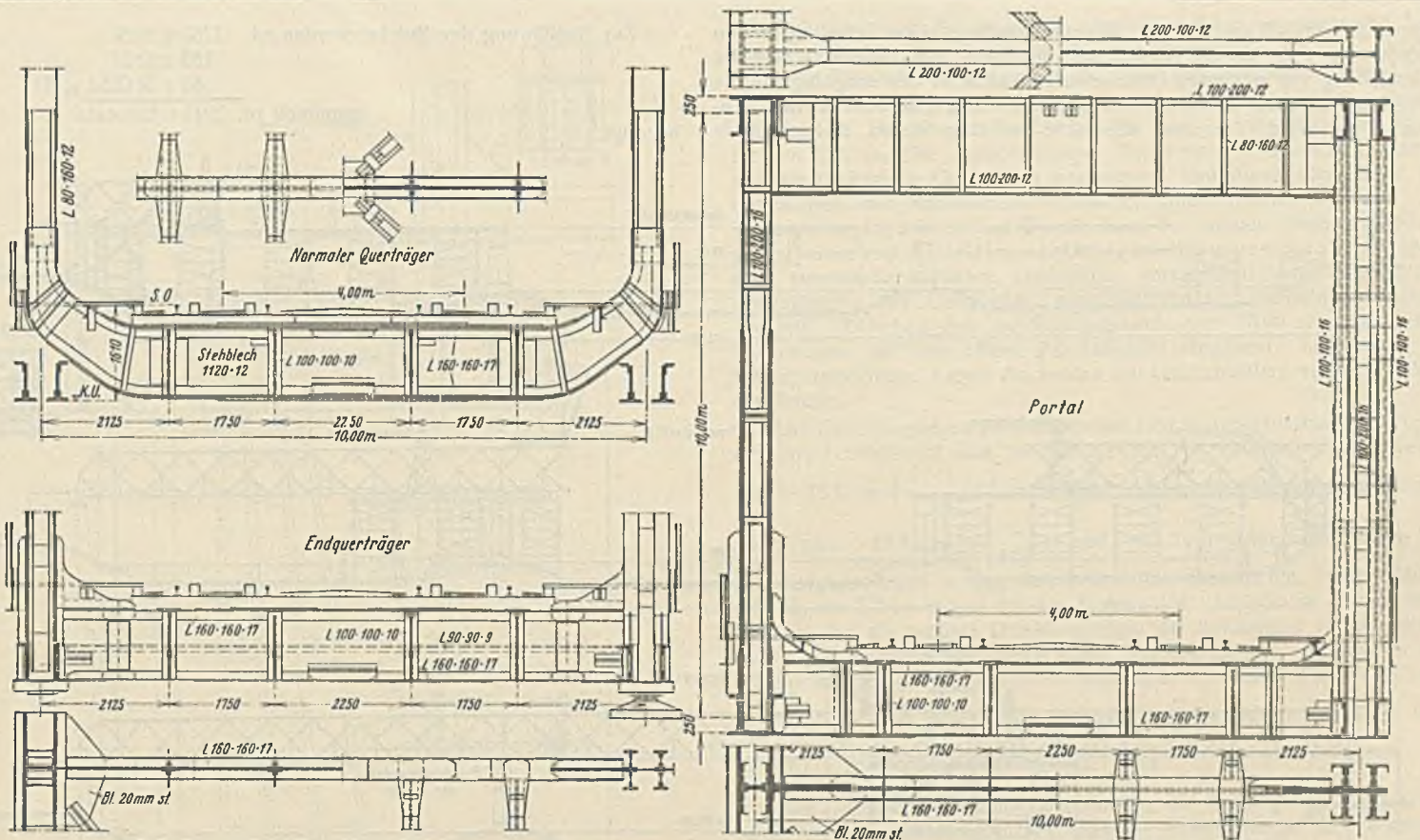


Abb. 5. Hauptträgerausbildung bei den Pfeilern.

Krabbe in Essen — ein über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufender Parallelträger — zur Bearbeitung übertragen. Die Abstände der vier Trägerstützpunkte auf den in ihren Achsen verlängerten Strompfählern und Widerlagern der alten Brücke betragen $3 \times 91,3$ m, die Feldweiten je 9,13 m. Die Systemhöhe der Hauptträger ist mit Rücksicht auf die bestehende Brücke zu 10 m gewählt; der Abstand der Tragwände beträgt ebenfalls 10 m. Die Ausföschung zeigt die Form des Rautenfachwerks, dessen Stabilität durch die Biegesteifigkeit der Gurtungen und die über den Auflagerpunkten eingefügten biegefesten Pfosten gewährleistet ist (Abb. 3).

Kurze, in den Kreuzungsknotenpunkten der Diagonalen anschließende Hängepfosten sind mit den Querträgern als Halbrahmen ausgebildet, aber nicht mit dem Untergurt verbunden (Abb. 4, 5 u. 6); sie übertragen die aus der Fahrbahn herrührenden Belastungen in die Schnittpunkte der Streben, so daß die beiden sich hier kreuzenden Trägeretze gleichmäßig belastet werden. Da die Querträger und Hängepfosten nur durch den unteren Windverband mit den Hauptträgeruntergurten in Verbindung stehen (Abb. 7), wird der ungünstige Einfluß der Längenänderungen dieser nicht zum Trägersystem gehörigen Hängepfosten auf die Gurtbeanspruchungen ausgeschaltet und außerdem die Zahl der Knotenpunkte vermindert. Die Nebenspannungen in den Untergurten werden dadurch stark verringert.

Sollte eine Nachrechnung der Nebenspannungen bei fest mit den Pfosten verbundenen Untergurten ver-



Freihängende Querträger und ihre Aufhängung mittels kurzer Hängepfosten in den Kreuzungspunkten der Diagonalen.

Stife Portalrahmen über den Pfeilerstützpunkten.

Abb. 6.

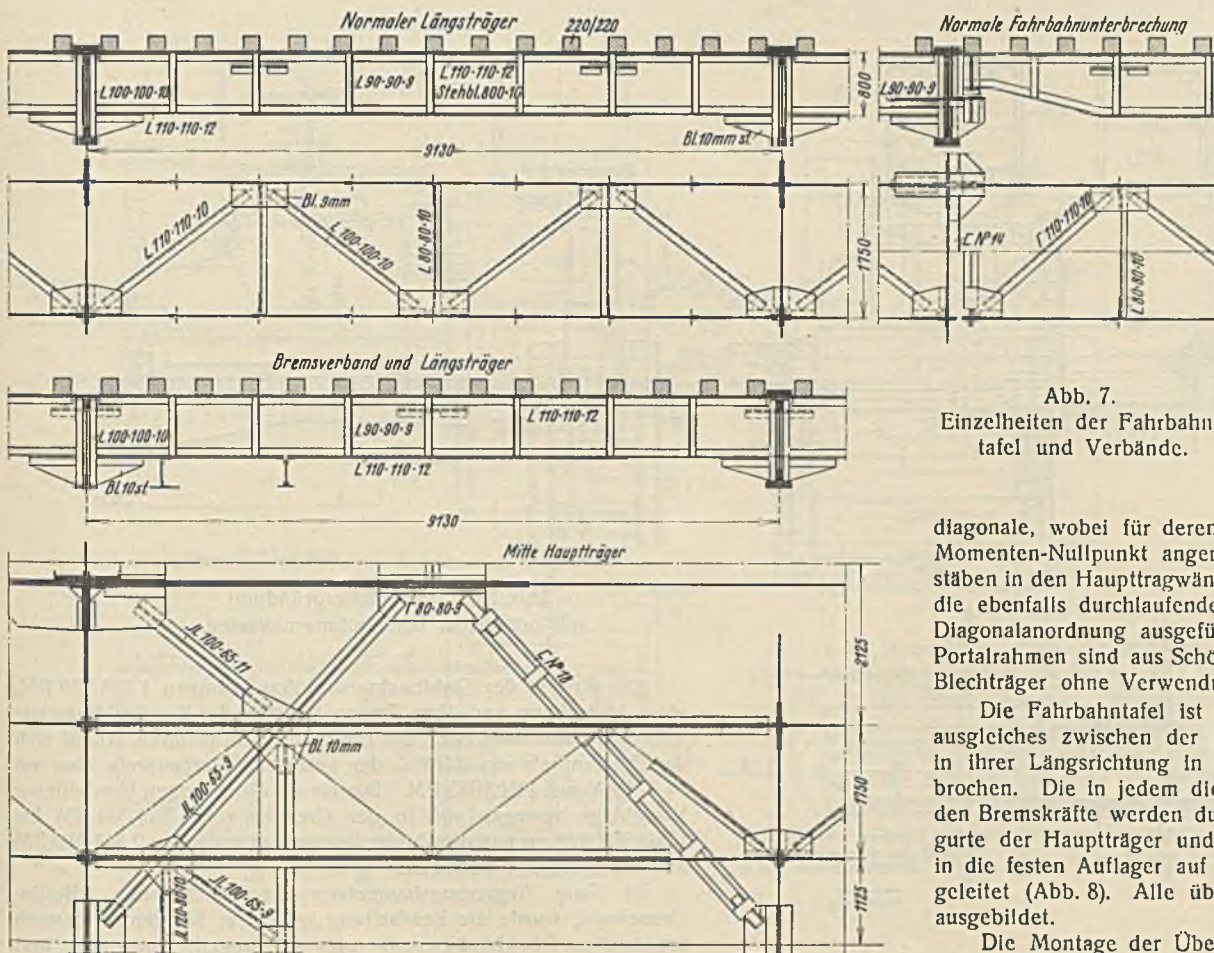


Abb. 7. Einzelheiten der Fahrbahn- tafel und Verbände.

gebildet. Die knicksichere Verbindung der Einzelhäften der Gurtungen ist gut durchgebildet. Vergitterungen sind überall vermieden. Sämtliche Füllglieder sowie auch die Endpfosten der Brücke besitzen durchlaufende Stege. Die Breite der Diagonalen bewegt sich zwischen 350 und 400 mm, wodurch auf die ganze Brückenlänge ein für die Ansicht der Brücke harmonisch wirkendes Verhältnis zwischen Gurthöhe und Breite der Füllstäbe erzielt ist.

Die Endportale folgen in ihrer oberen Hälfte der Schräglage der ersten Rautendiagonale, wobei für deren Berechnung am Brechpunkt ein Momenten-Nullpunkt angenommen ist. Ähnlich den Füllstäben in den Haupttragwänden sind auch die Windverbände, die ebenfalls durchlaufende Träger sind, mit rautenförmiger Diagonalanordnung ausgeführt. Die oberen Querriegel der Portalrahmen sind aus Schönheitsgründen als parallelgurtige Blechträger ohne Verwendung von Eckblechen vorgesehen.

Die Fahrbahntafel ist zur Ermöglichung eines Längenausgleiches zwischen der Fahrbahn und den Hauptträgern in ihrer Längsrichtung in der Mitte jeder Öffnung unterbrochen. Die in jedem dieser Fahrbahnabschnitte auftretenden Bremskräfte werden durch Bremsverbände in die Untergurte der Hauptträger und von diesen mittels Bremsbocke in die festen Auflager auf dem Ludwigshafener Widerlager geleitet (Abb. 8). Alle übrigen Lager sind längsbeweglich ausgebildet.

Die Montage der Überbauten ist so gedacht, daß die Seitenöffnungen auf festen Gerüsten aufgestellt werden, während die Mittelöffnung von den beiden Pfeilern aus im freien Vorbau überbrückt wird. Die im Interesse der Schifffahrt frei zu haltenden Öffnungen in den Unterrüstungen sind berücksichtigt (Abb. 9).

Für die von der Firma Wayss & Freytag entworfene Gründung der Pfeiler und Widerlager (Abb. 10 u. 11) wurde eine Belastung des Bau-

trebare Werte ergeben, so dürfte mit Rücksicht auf die größere Steifigkeit des ganzen Bauwerkes eine fest mit dem Untergurt verbundene Fahrbahn wohl vorzuziehen sein.

Die Gurtungen der Hauptträger haben eine Stehblechhöhe von 600 mm; die Obergurte sind durch eine Kopfplatte als Kastenquerschnitte aus-

grundes von 4,5 kg/cm² bei Zusammentreffen aller Belastungen angenommen und für die Ausführung der Pfeiler im Hauptvorschlag die Herstellung von ortsfesten Eisenbetonsenkasten in der endgültigen Tiefe zwischen eisernen Spundwänden gewählt. Die Fundamente der Neubauten sollen rd. 7 m unter die Sohle der alten Pfeiler, d. i. auf Kote

Zur Ausführung der Brücke werden rd. 1767 t St Si
189 t St 37
89 t St G 52 × 81
zusammen rd. 2045 t Baustahl benötigt.

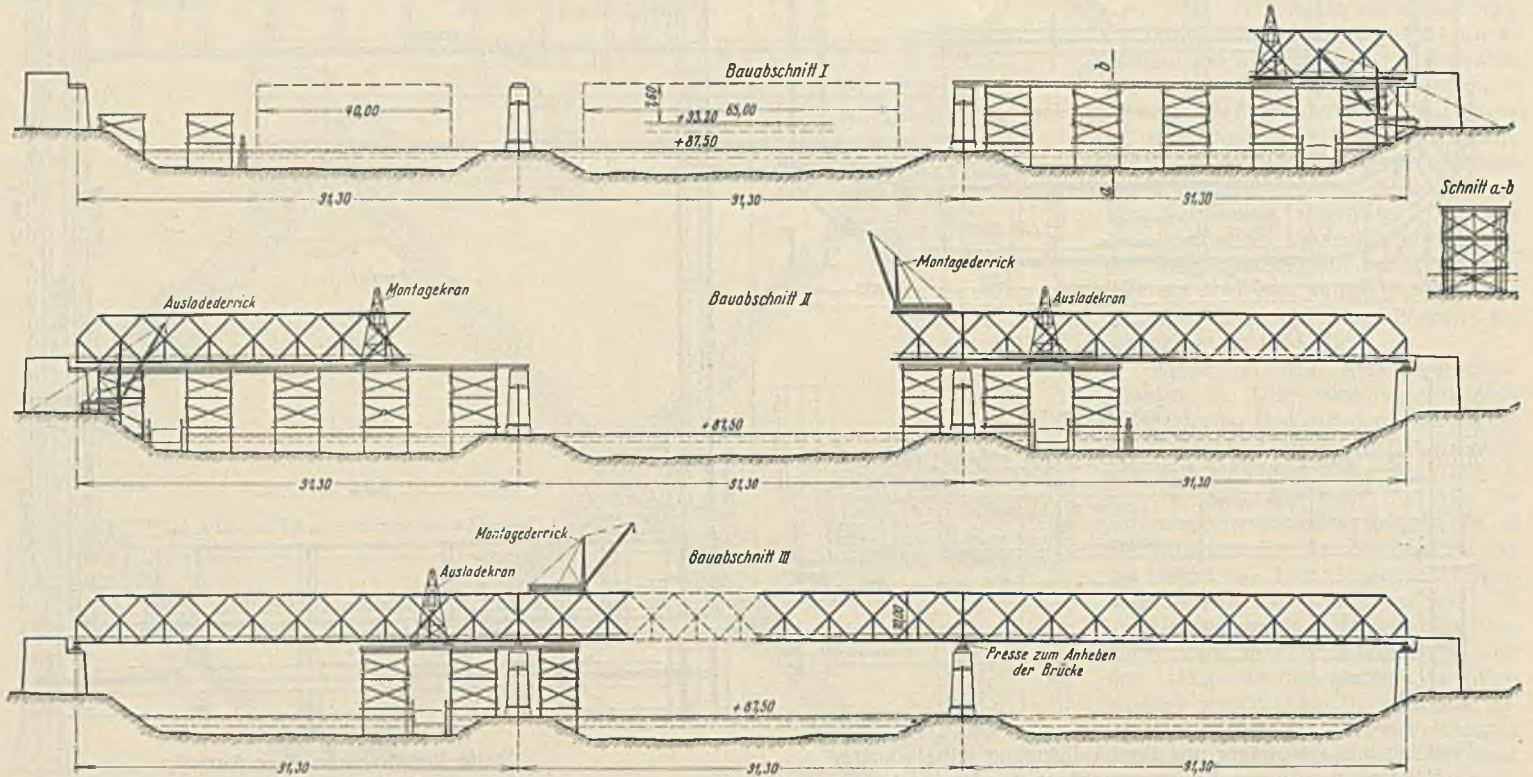


Abb. 9. Montagevorgang.

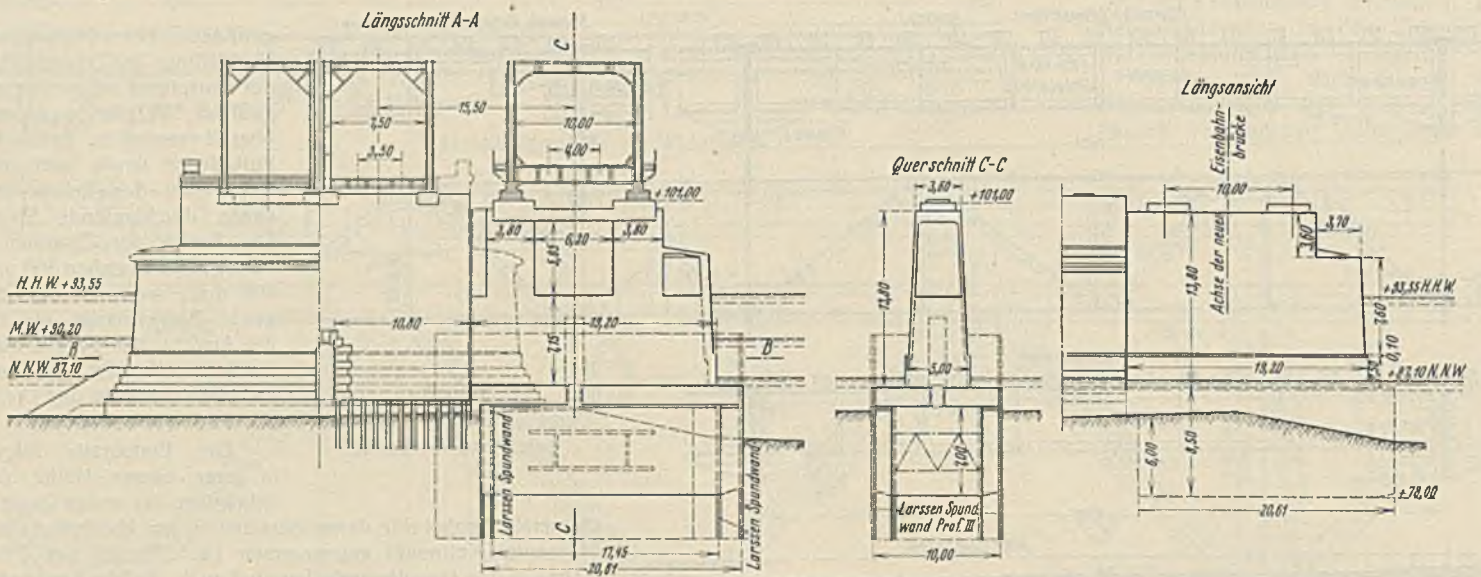
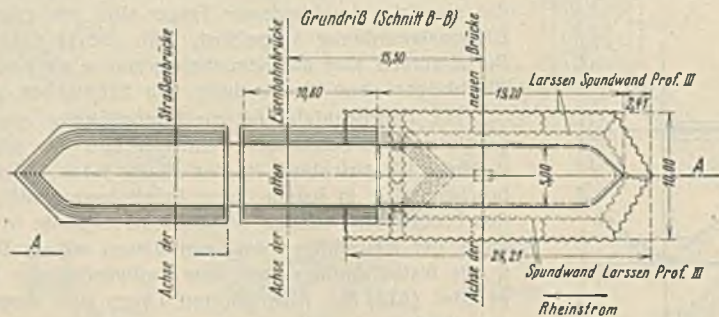


Abb. 10. Stropfpfeilergründung mit ortsfestem Eisenbetonsenkasten.



Die Kosten der Stahlbaukonstruktion betragen 1 198 370 RM, ohne Abdeckung und ohne Transportkosten der Konstruktionsteile vom Werk zur Baustelle. Bei Einschluß der letzteren erhöht sich der Tonnenpreis um 7 RM/t, der gesamte Überbaupreis also um 14 315 RM auf 1 212 685 RM. Die für die Gründungen bearbeiteten Vorschläge bewegen sich in den Grenzen von 1 349 304 RM bis 1 666 901 RM, so daß die Gesamtkosten sich zwischen 2 561 989 RM und 2 879 586 RM bewegen.

b) Dem Regierungsbaumeister Bruno Schulz, Berlin-Grünwald, wurde die Bearbeitung seines im Skizzenwettbewerb angekauften Blechträgerentwurfes übertragen, einen über drei Öffnungen ohne Gelenke durchlaufenden Blechträger von 3 × 91,3 m Stützweite darstellend (Abb. 12).

Die Oberkante der Hauptträger liegt 2,50 m über Schienenoberkante (Abb. 13), so daß ein im Eisenbahnzug sitzender Reisender normaler Größe noch über die Träger hinwegblicken kann. Diese Anordnung hat jedoch den Nachteil, daß damit die Aussicht von der bestehenden

77,80, herabgeführt werden. Neben dieser Gründungsart sind noch zwei Nebenentwürfe hierfür ausgearbeitet.

Für die Haupt-, Quer- und Längsträger, die Bremsverbände, Portale und Bremsböcke ist St Si, für die Wind- und Schlingerverbände, die Fußwegkonstruktion und Geländer ist St 37 und für die Lager St G 52 × 81 vorgesehen.

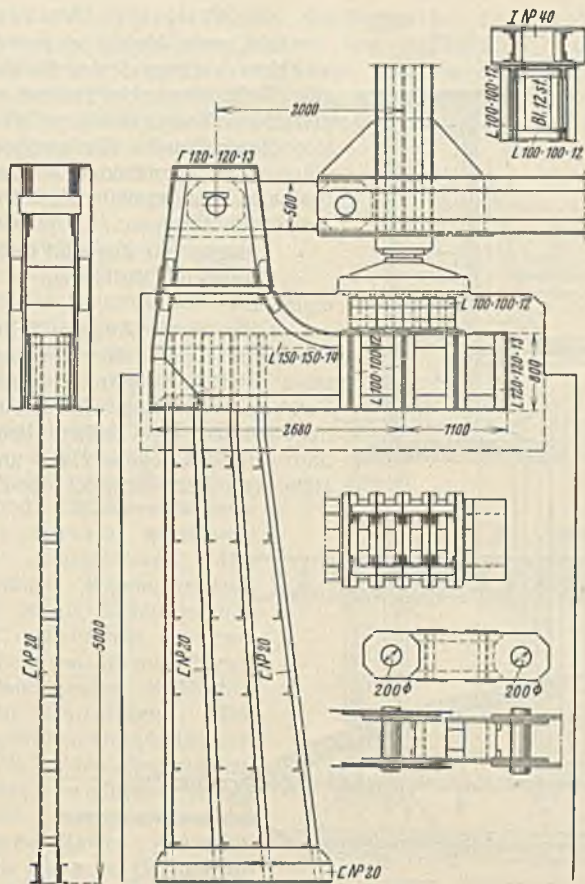


Abb. 8. Bremsbock des festen Auflagers.

Straßenbrücke nach der Oberstromseite vollkommen versperrt und beim späteren Neubau der Straßenbrücke als Blechträger von der gleichen Form die Fahrbahn in einem 2,50 m tiefen Trog verlaufen würde.

Unter Innehaltung der vorgeschriebenen Konstruktionsunterkanten erhalten die Hauptträger Stehblechhöhen von 3,60 m, über den Strompfeilern 5,10 m. Die doppelwandigen Hauptträger sind oben und unten mit durchgehenden Gurtplatten geschlossen und durch eine Reihe von senkrechten, mit Mannlöchern versehenen Querschotten ausgesteift. Zur besseren Zugänglichkeit und Unterhaltung der inneren Hauptträgerwände dürfte jedoch eine Ausbildung der Untergurte mit getrennten und genügend weit auseinandergerückten Gurtplatten vorzuziehen sein. Die größte Gesamtstärke der Gurtplatten einschließlich des Gurtwinkels beträgt 140 mm. Zwischen den im Mittenabstande von 10,06 m angeordneten Hauptträgern ist eine offene Fahrbahntafel eingebaut. Längsträger mit Schlingerverbänden tragen die beiden auf Holzschwellen verlegten Gleise der Brücke.

Die Durchbiegungen der Hauptträger sind in der statischen Berechnung eingehend untersucht und hierbei für die Seitenöffnungen Höchstwerte von $+25,6 \text{ cm} \left(= \frac{1}{357} l \right)$ und $-8,9 \text{ cm}$, für die Mittelöffnung Höchstwerte von $+19,6 \text{ cm} \left(= \frac{1}{466} l \right)$ und $-13,2 \text{ cm}$ festgestellt worden. Die Hauptträger werden in den Seitenöffnungen um 8,3 cm, in der Mittelöffnung um 3,2 cm gegen die die Stützpunkte verbindende Gerade überhöht, so daß die größten Durchbiegungen der überhöhten Hauptträger in bezug auf diese Gerade gleich große Werte erreichen, nämlich in den Seitenöffnungen $+25,6 - 8,3 = +17,3 \text{ cm}$ bzw. $-(8,9 + 8,3) = -17,2 \text{ cm}$; d. i. $\pm \frac{1}{530} l$ und in der Mittelöffnung $+19,6 - 3,2 = +16,4 \text{ cm}$ bzw. $-(13,2 + 3,2) = -16,4 \text{ cm}$, d. i. $\pm \frac{1}{558} l$.

Trotz dieser Überhöhungen erreichen die Einbiegungen unter und über dieser Geraden unzulässige Werte, deren Ursache die zu geringe Hauptträgerhöhe ist. Nach den für St Si erlassenen Vorschriften dürfte die Durchbiegung unter der Geraden $\frac{1}{1800} l$ nicht überschreiten. Da diese

Grenze erheblich überschritten wird, muß mit der Gefahr unzulässiger Schwingungen gerechnet werden.

Für die Pfeiler ist von der Firma Tesch in Berlin Druckluftgründung vorgesehen. Der rechte Pfeiler ist um etwa 9 m und der linke etwa 5,5 m tiefer gegründet als die entsprechenden alten Brückenpfeiler. Die Senkkasten sind etwa um 0,3 m vom alten Pfeiler abgerückt. In dem Zwischenraum wird eine eiserne Spundwand, dem jeweiligen Absenkungsfortschritt folgend, vorgerammt. Die größte Bodenpressung ist zu rund 6 kg/cm^2 errechnet. Soweit die Widerlager neu erstellt werden, erhalten sie Pfahlgründungen und werden mit den alten gleich tief ausgeführt, wobei jedoch etwa

8 m lange Eisenbetonschleuderpfähle von rd. 30 cm Spitzendurchmesser verwendet werden, die bis zu 40 t belastet werden.

Die vorgeschlagenen Gründungen dürften im Falle der Ausführung großen Schwierigkeiten begegnen und die ermittelten Kosten eine wesentliche Erhöhung erfahren. Die Auflagerung der Hauptträger beiderseits der das alte und neue Widerlagermauerwerk senkrecht abgrenzenden verzahnten Mauerfuge dürfte kaum zulässig sein.

Das Gewicht des Stahlüberbaues, für den mit Ausnahme der Lager durchweg St Si oder nach Wahl St 52 vorgesehen ist, beträgt 3550 t. Die Kosten hierfür sind ohne Fracht der Konstruktion vom Werk zur Baustelle mit 2 257 800 RM angegeben.

Die Kosten der Gründung sind veranschlagt: für zwei Strompfeiler zu 504 723 RM und für zwei Landwiderlager zu 384 821 RM.

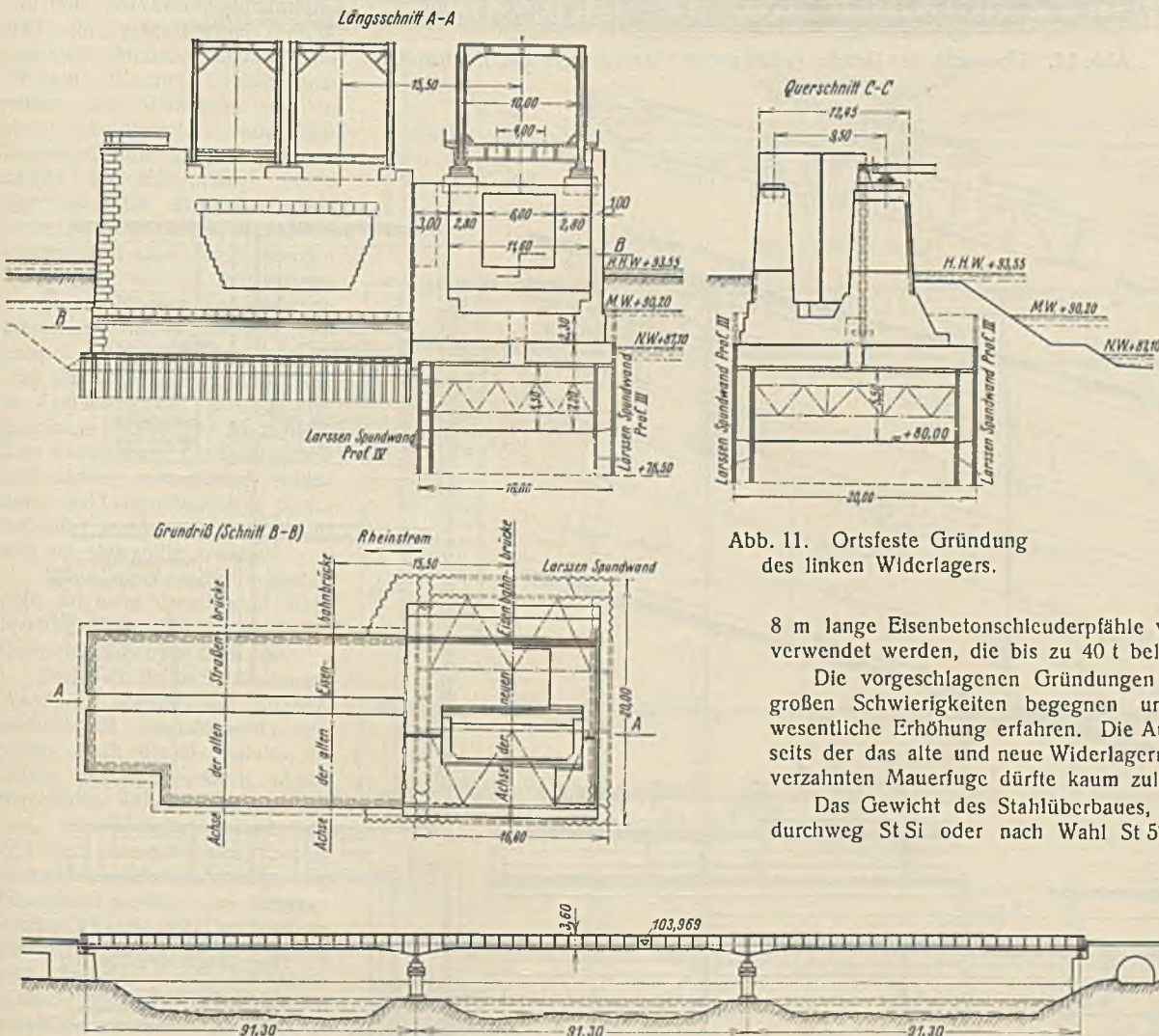


Abb. 11. Ortsfeste Gründung des linken Widerlagers.

Abb. 12. Ansicht der Brücke (durchlaufender Blechträger).

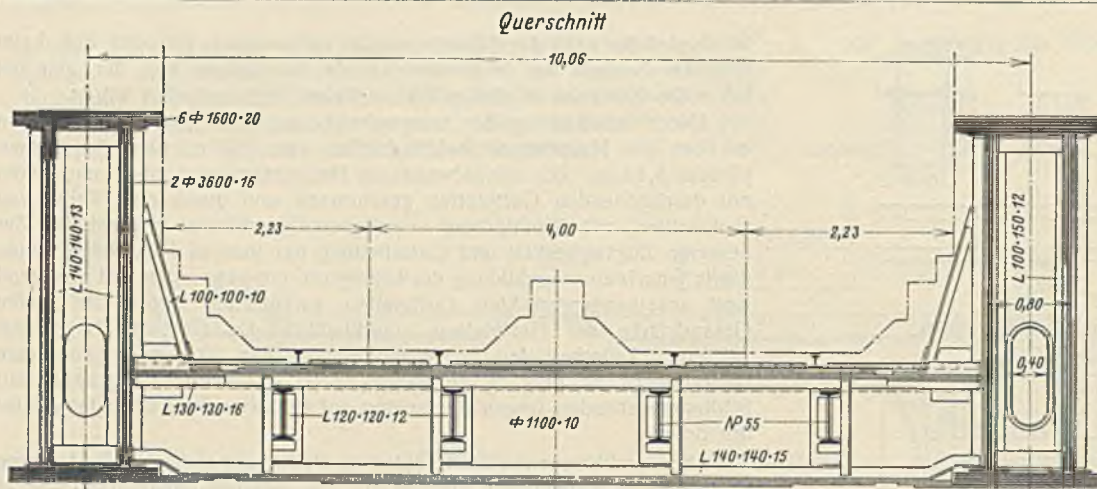


Abb. 13. Querschnitt der Brücke.

2. Pfeilerlose Brücken.
 Eine große Anzahl der zum Skizzenwettbewerb eingereichten Entwürfe sah eine Überbrückung des Stromes mit einer pfeilerlosen Brücke in einer Öffnung vor. Von diesen wurden die geeignetsten erscheinenden zur näheren Durcharbeitung bestimmt. Die gewählten Entwürfe lassen sich in die Gruppen:

Bogen mit Zugband und versteifte Stabbogen einteilen.

c) Der Firma August Klönne in Dortmund wurde die Durcharbeitung eines vollwandigen Bogens mit Zugband übertragen. Bei einem Hauptträgerabstand von 13,50 m beträgt die Stützweite des Bogens 274 m und seine Höhe von Mitte Scheitel bis Zugband-

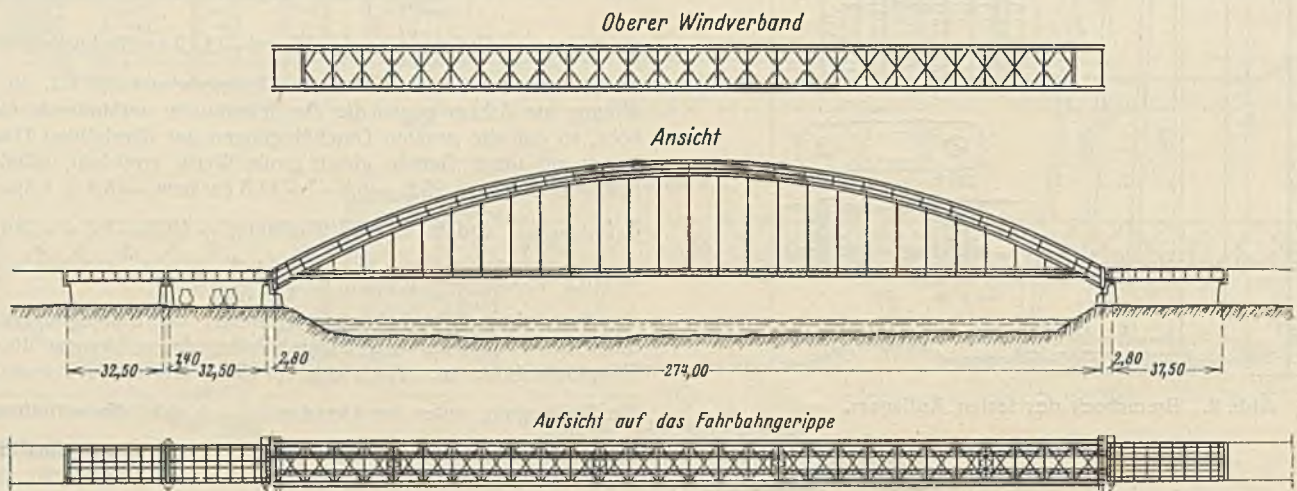


Abb. 14. Übersicht der Brücke (vollwandiger Bogenträger mit Zugband).

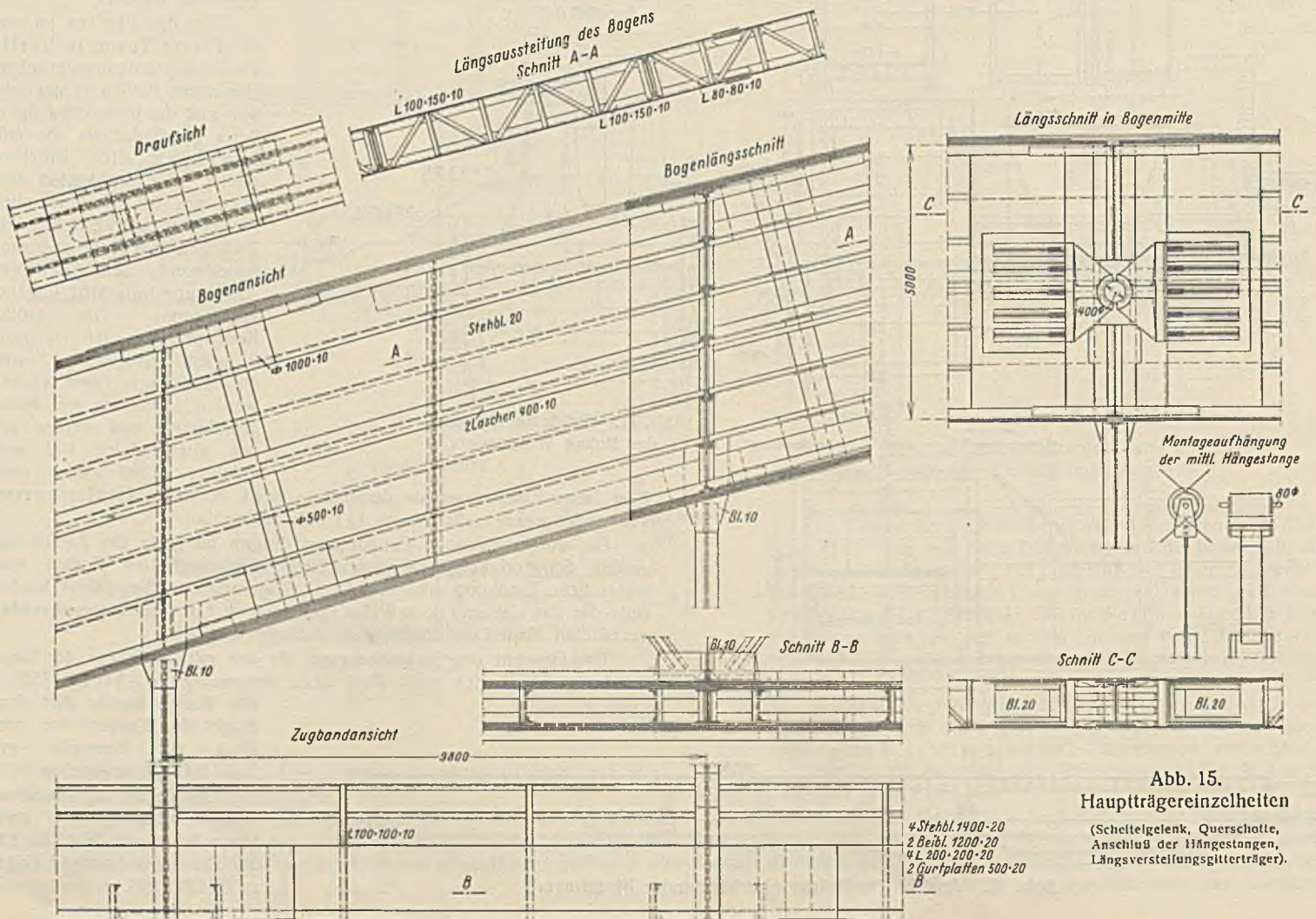


Abb. 15. Hauptträger-einzelheiten

(Scheitelgelenk, Querschotte, Anschluß der Hängestangen, Längsverstärkungsträger).

- 4 Stehbl. 1400-20
- 2 Beibl. 1200-20
- 4 L 200-200-20
- 2 Gurtplatten 500-20

mitte 35 m (Abb. 14). Im Scheitel des Bogens hat das Stehblech eine Höhe von 5 m und in 1 m Abstand vom Auflager 6,7 m (senkrecht gemessen), wovon 2 m über und 4,7 m unter der Zugbandschwerlinie liegen. Die Stehblechoberkante des Bogens ist nach einem Kreisbogen von rd. 282 m Halb., die Stehblechunterkante nach einem solchen von rd. 268 m gekrümmt. Der Bogenträger ist zur Erleichterung der Montage mit einem Scheitelgelenk versehen (Abb. 15), so daß er für das Eigengewicht als Dreigelenkbogen mit Zugband wirkt. Durch Schließen des Gelenkes nach beendeter Montage wird er für die Aufnahme der Verkehrslast zum Zweigelenkbogen mit Zugband. An die zwischen den Stehblechwänden des Bogens in rd. 9,9 m Abstand eingebauten Hängestangen wird das der vorgeschriebenen Schlenenoberkante folgende, schwach gekrümmte Zugband angeschlossen. Der kastenförmige Bogenquerschnitt hat eine innere Lichtweite von 800 mm und besteht aus zwei Stehblechen von 20 mm Stärke, vier außenliegenden Beiblechen und acht Gurtwinkeln. Die 1540 mm breiten Gurtplatten verbinden die beiden Bogenhälften miteinander, wodurch jedoch oben und unten vollkommen geschlossene Kästen entstehen. Die größte Dicke der Gurtplattenpakete ist 120 mm; an den Stoßstellen beträgt die zu verbindende größte Eisenstärke bis zu 180 mm, zu deren Verbindung statt der vorgesehenen Linsenknöte konische Bolzen von 29 mm Durchm. vorzuziehen wären. Die Stehbleche erhalten einen beiderseits verlaschten Längsstoß und in jedem Felde nächst der Hängestange einen Querstoß. Da die auftretenden Normalkräfte gegenüber den Querkraften weit überwiegen, werden Querschotte nur an den Hängestangenanschlüssen und zwischen diesen in den Feldmitten eingebaut. In ihrer Längsrichtung sind die Bogenwände durch fünf in Abständen von rd. 1 m angeordnete Gitterträger ausgesteift. Eine Vermehrung der Querschotte und stärkere konstruktive Ausbildung der Längsgitterträger dürfte bei einer genaueren Untersuchung sich als notwendig erweisen.

Das doppelwandig ausgebildete Zugband erhält eine Stehblechhöhe von 1400 mm; sein Querschnitt beträgt 3706 cm².

In jedem Felde ist die innere Wand des Bogenträgers mit verschließbaren Mannlöchern versehen; auch die Querschotte erhalten derartige, jedoch offene Mannlöcher (Abb. 16). Trotzdem muß die Unterhaltungsmöglichkeit der Innenteile des Kastenquerschnitts als recht schwierig bezeichnet werden. Zur besseren Zugänglichkeit und Durchlüftung des Hauptträgerinnern dürfte eine Anordnung der Untergurtplatten mit offenem Längsspalt empfehlenswert sein, wodurch auch die Mannlöcher in den hoch-

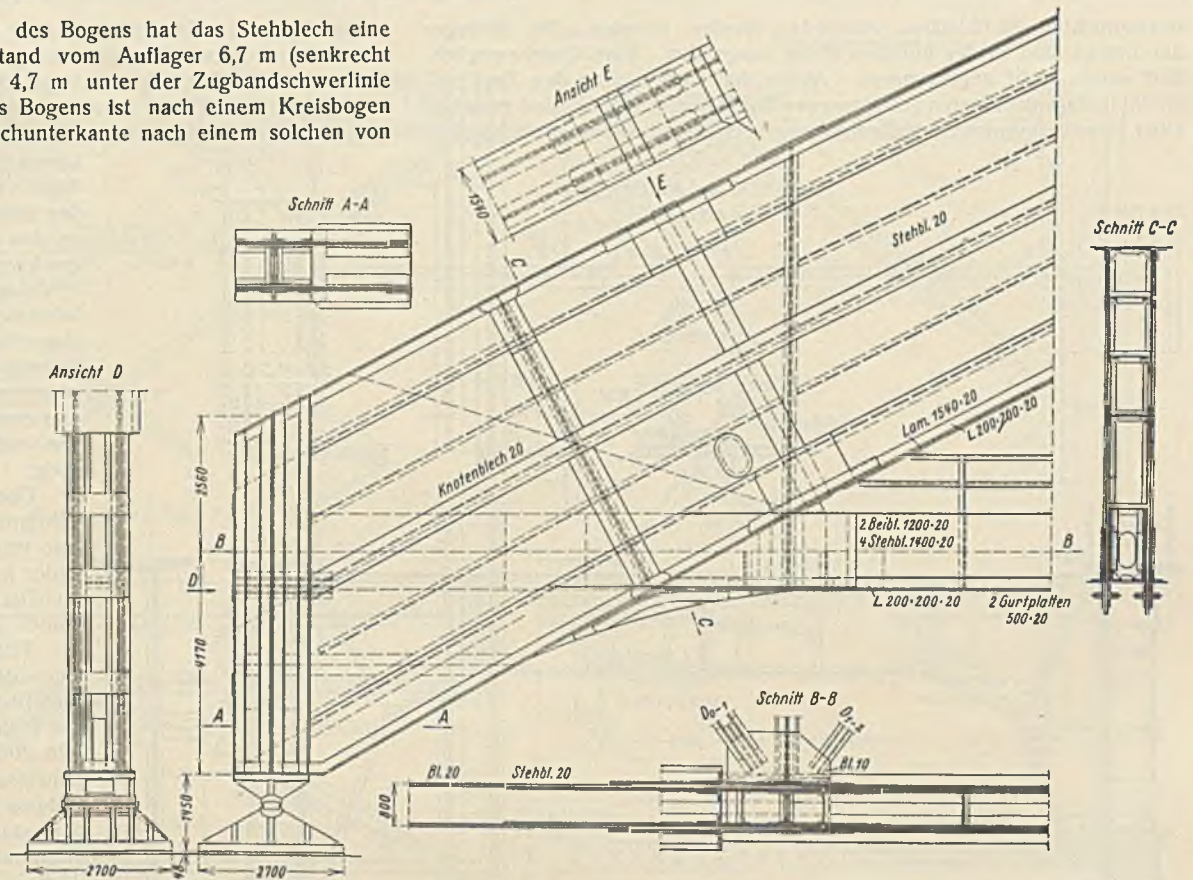


Abb. 16. Hauptträger einzelheiten (Querschnitt des Bogenträgers, Auflager, Endpfosten).

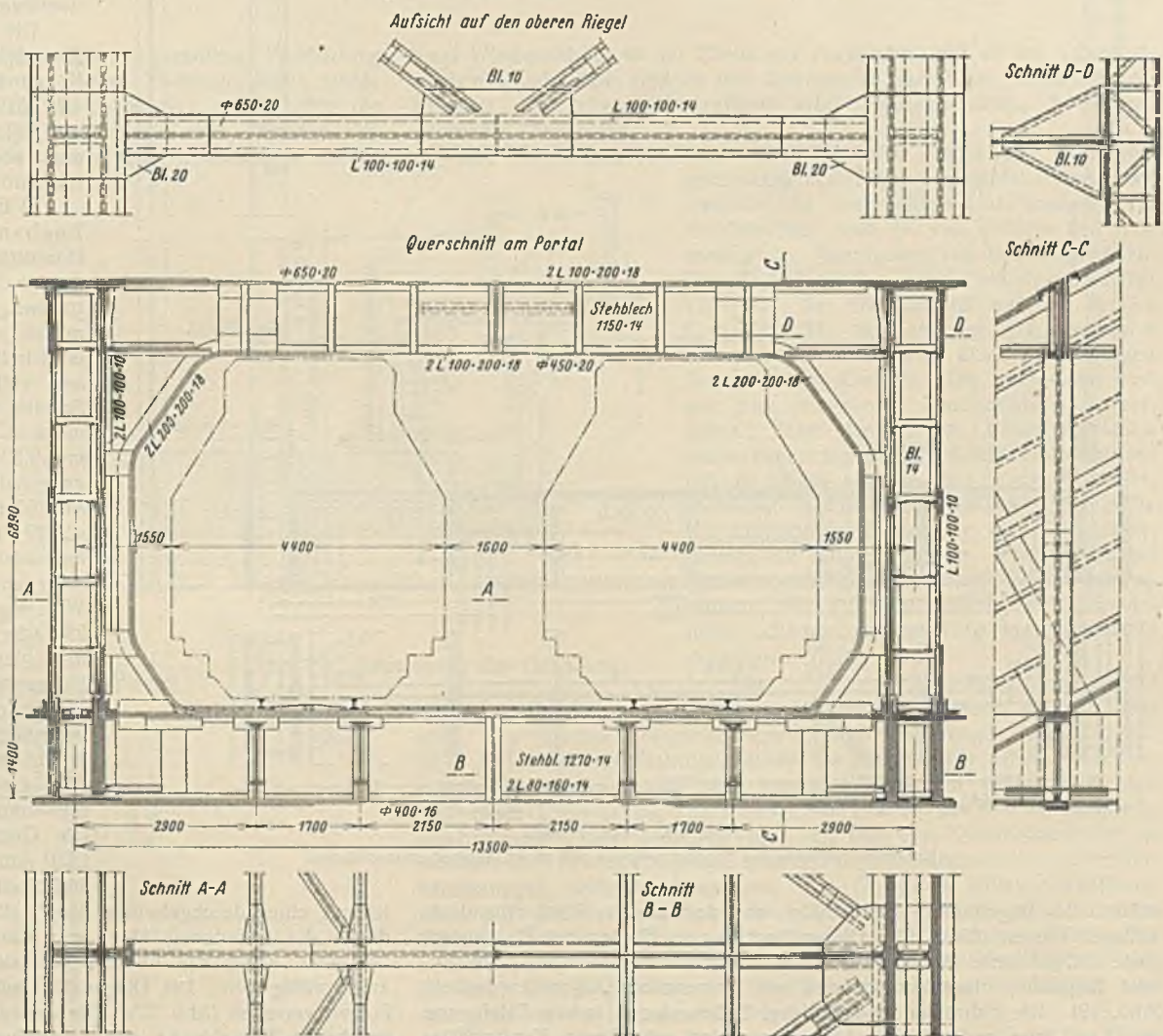


Abb. 17. Geschlossener Endrahmen über den Zugbandanschlüssen.

beanspruchten Stehblechen vermieden werden könnten. Die Auflager der Brücke sind in der üblichen Weise ausgeführt. Eine Querbeweglichkeit wurde nicht angenommen. Außer den beiden über den Zugbandanschlüssen angeordneten geschlossenen Endrahmen (Abb. 17) sind zwischen allen Hauptträgerpfosten Halbrahmen eingebaut, die das seitliche Aus-

notwendig sein, Kontinuitätsplatten auch am Untergurt der Querträger anzuordnen, da mit Kontaktwirkung nicht gerechnet werden kann. Die Stützweite der Querträger beträgt 13,5 m, die Stehblechhöhe 1270 mm. Der vorgesehene Gleisabstand von 6 m erscheint zwar für die Verminderung des Querträgermomentes vorteilhaft, führt jedoch bei den Wider-

lagern und Gleisanschlüssen außerhalb der Brücke zu Schwierigkeiten. Die Berechnung der Fahrbahntafel geschah im Gegensatz zu den übrigen Entwürfen unter Annahme geschweißter Schienenstöße mit verringerten Stoßzuschlägen. Die vorgeschlagene Fahrbahntafelanordnung hat den Nachteil, daß eine Schwellenauswechslung nicht ohne Störung der sonstigen Abdeckungen vorgenommen werden kann. Es wären einige dies ermöglichende konstruktive Vorkehrungen und Abänderungen der Fahrbahntafel nötig.

Über die Montage des Bogens, die bei der Größe der Brücke von besonderem Interesse wäre, sind in der Entwurfsbearbeitung leider keine Angaben gemacht worden.

Die von der Firma Schlüter in Dortmund bearbeiteten Widerlager sollen in der Tiefe der alten Widerlagersohle auf einer durch teilweisen Abbruch des alten Widerlagers zu gewinnenden Bodenfläche mit Pfahlgründung hergestellt werden (Abb. 20). Das Rammen der Pfähle wie das teilweise Unterfangen der alten Brücken und anderes bieten jedoch solche Gefahrenpunkte, daß eine Ausführung der vorgeschlagenen Gründungsweise kaum in Frage kommen dürfte.

Das Stahlgewicht des Überbaues ist zu insgesamt 6754 t ermittelt und dafür hochwertiger Baustahl St 52 in Aussicht genommen.

Die Kosten des Stahlüberbaues der Stromöffnung betragen einschließlich der Konstruktionsfracht vom Werk zur Baustelle 4 241 512 RM. Die Unterbaukosten betragen nur 522 132 RM; diese Summe dürfte aus den oben erwähnten Gründen nicht ausreichend sein.

d) Eine Fachwerkbogenbrücke mit Zugband von 277,2 m Stützweite und 13,5 m Hauptträgerabstand wurde der Firma C. H. Jucho in Dortmund zur Bearbeitung übertragen. Die Pfeilhöhe des Bogens, gemessen von Zugbandachse bis Bogenmitte im Scheitel, beträgt wie beim vorherbeschriebenen vollwandigen Bogen 35 m. Für den Scheitel wurde die Systemhöhe des Bogens mit 6 m und senkrecht über den Auflagern mit 9,53 m bemessen (Abb. 21). Der Biegunghalbmesser des Bogenobergurttes mißt rd. 295 m und derjenige des Untergurttes rd. 271 m. Dem Zugband und der Fahrbahntafel wurde eine der Ausrundung der Schienenoberkante entsprechende leichte Wölbung gegeben. Der Bogen ist in 28 Fache von 9,9 m Länge unterteilt; in den gleichen Abständen sind auch die Hängestangen angeordnet. Die Füllstäbe des Bogens sind als Ständerfachwerk mit fallenden Diagonalen angeordnet. Der größte Querschnitt des Bogenobergurttes hat 2778 cm², der des Untergurttes 2364 cm² und der Zugbandquerschnitt 3804 cm². Die Gurtungen erhalten eine Höhe von 1330 mm; das Zugband ist mit 1450 mm Stehblechhöhe bemessen. Der Obergurt

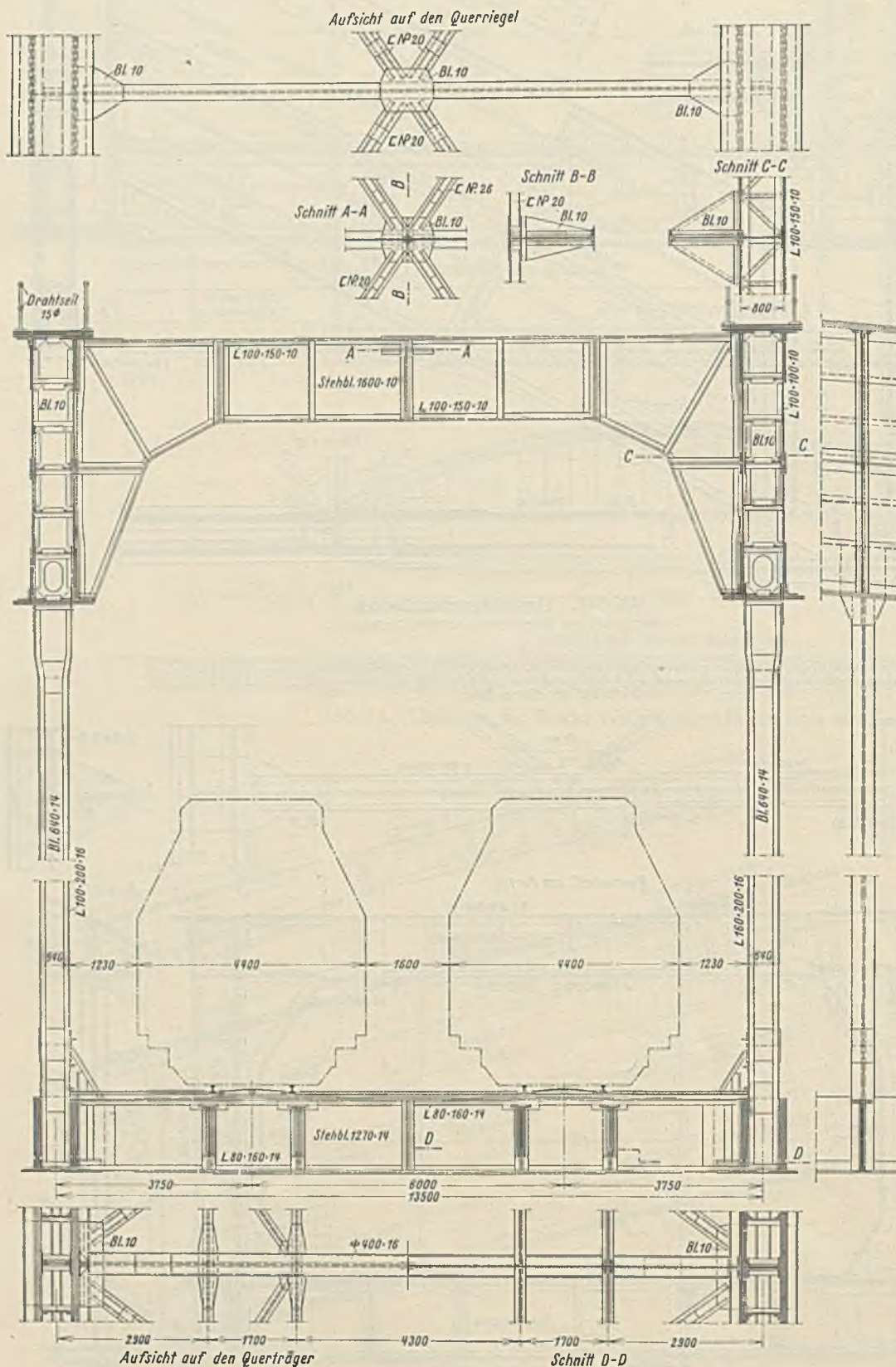


Abb. 18. Querschnitt

(Halbrahmen zwischen den Hauptträgerpfosten mit oberen Windverbandanschlüssen).

knicken der Bogenuntergurtte verhüten und dem oberen Windverband als Auflager dienen (Abb. 18). Dieser liegt in den Ebenen der Bogenobergurtte und ist rautenförmig ausgebildet, während der unter der Fahrbahntafel liegende untere Windverband aus gekreuzten Diagonalen besteht (Abb. 19). Die Fahrbahn ist durch drei Teilungsfugen in vier Tafeln von rd. 71 m Länge zerlegt. Die Längsträger sind mit oberen Kontinuitätsplatten versehen; bei den bedeutenden Stützmomenten wird es jedoch

ist mit einer durchgehenden Kopfplatte versehen, auch beim Untergurt dürfte die Anordnung einer von Knotenpunkt zu Knotenpunkt durchlaufenden Kopfplatte für die knicksichere Verbindung der Gurthälften zweckmäßig sein. Die Diagonalen und Pfosten sind mit durchgehenden Stegen versehen (Abb. 22). Die Anordnung der bei den Diagonalen vorgesehenen Bindebleche und Querschotte dürfte auch bei den Pfosten empfehlenswert sein. Durch Ausschaltung des gebogenen Überganges

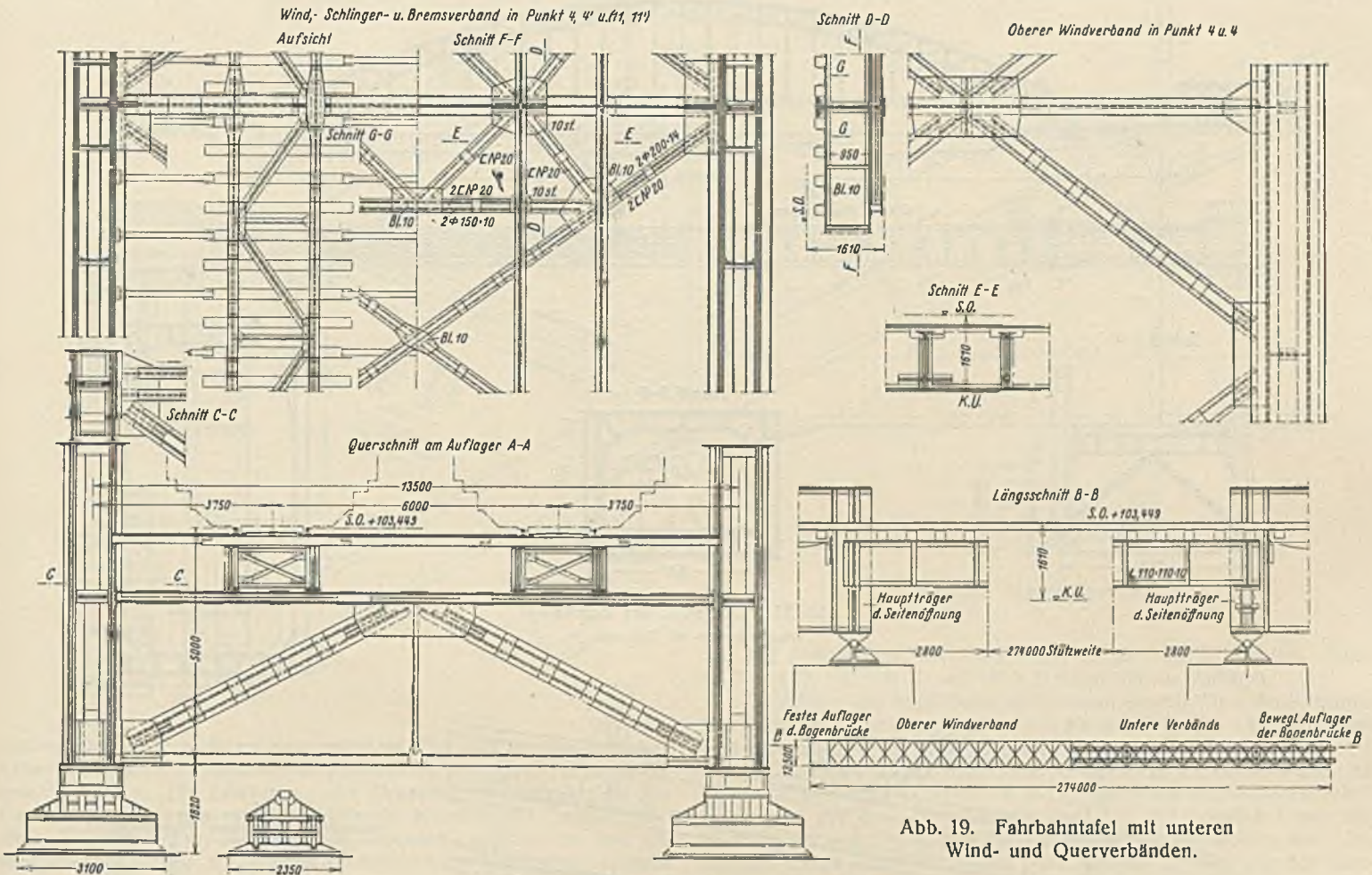


Abb. 19. Fahrbahntafel mit unteren Wind- und Querverbänden.

vom Endpfosten zum Bogenobergurt (Abb. 23) und geradlinige Fortführung dieser Stäbe und Zusammenschluß im oberen Endknotenpunkt würde fraglos ein befriedigender Eindruck des Bauwerkes erzielt. Für die Seitensteifigkeit der Untergurte gegen Ausknicken sind zwischen den Pfosten Halbrahmen eingebaut. Als weitere Querverbindungen dienen

zwei Windverbände in der Ebene der Zugbänder und in den Obergurt-ebenen. Endportale sind an den Querträgern nächst den Auflagern vorgesehen. Der obere Windverband erhält Rautenfachwerk, der untere gekreuzte Diagonalen.

Die Fahrbahnkonstruktion ist in ähnlicher Weise wie beim vorbeschriebenen Entwurf ausgebildet. Vorteilhaft erscheint die vorgesehene Unterbrechung der Fahrbahntafel nach je vier Feldern mit entsprechender Anordnung von Bremsverbänden. Die Stehblechhöhe der Querträger beträgt 1230 mm, der Gielesabstand auf der Brücke 6 m (Abb. 24); für letzteren gilt das beim vorbeschriebenen Entwurf eines vollwandigen Bogens bereits Gesagte. Die Längsträger sind wie dort mit oberen Kontinuitätsplatten versehen. Statt der an den Längsträgeruntergurten angeordneten kleinen Stützwinkel dürften mit Rücksicht auf die hier infolge der Ein-spannung auftretenden großen Druckkräfte Kontinuitätsplatten auch an den Querträgeruntergurten notwendig sein. Ebenso wie bei dem vorbeschriebenen Entwurf ist bei der Anordnung der Fußwegabdeckung auf ungehinderte Schwellenauswechslung keine Rücksicht genommen.

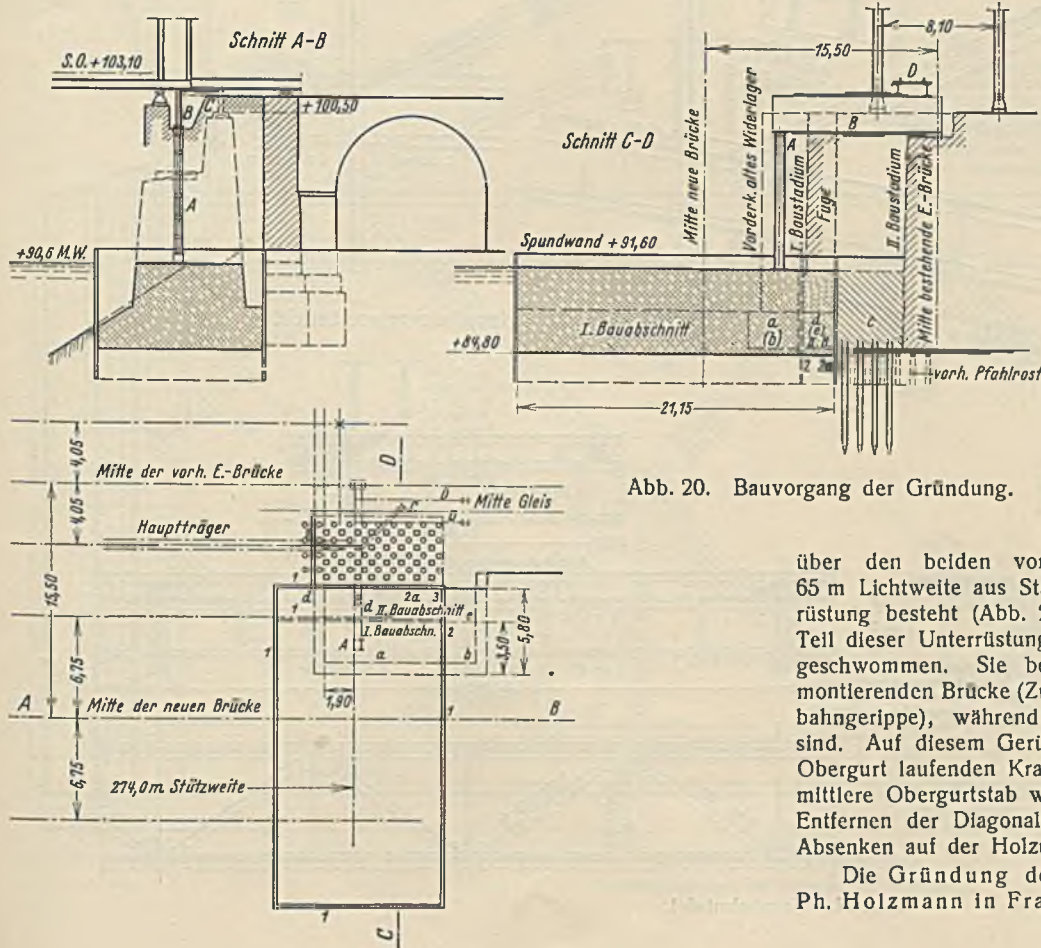


Abb. 20. Bauvorgang der Gründung.

Die sehr bemerkenswerte Montage der Brücke geschieht auf festem Gerüst, das über den beiden vorgeschriebenen Schiffahrtöffnungen von 40 und 65 m Lichtweite aus Stahlrüstbrücken, im übrigen aus einer Holzunterstützung besteht (Abb. 25). Die Rüstbrücken werden auf dem rechten Teil dieser Unterstüttung zusammengebaut und an ihre Verwendungsstelle geschwommen. Sie bestehen zum Teil aus der Konstruktion der zu montierenden Brücke (Zugband, unterer Teil der Hängestangen und Fahr-bahngerippe), während Diagonalen und Obergurt Hilfskonstruktionen sind. Auf diesem Gerüst wird der Bogen mit Hilfe von zwei auf dem Obergurt laufenden Kranen von beiden Ufern aus zusammengebaut. Der mittlere Obergurtstab wird erst nach dem Freisetzen des Bogens durch Entfernen der Diagonalen und Obergurtstäbe in den Rüstbrücken und Absenken auf der Holzunterstützung eingebaut.

Die Gründung der Widerlager, deren Bearbeitung von der Firma Ph. Holzmann in Frankfurt stammt, geschieht durch Eisenbetonsenk-

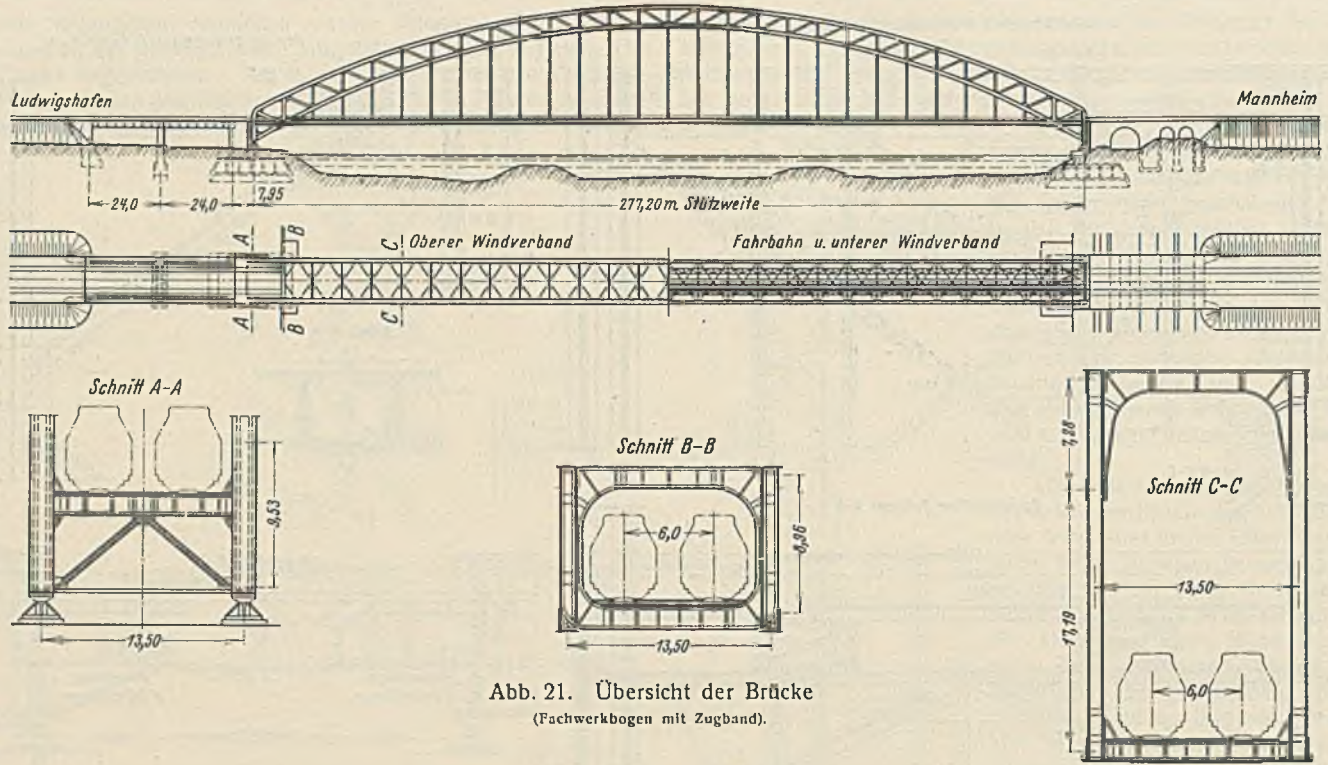


Abb. 21. Übersicht der Brücke
(Fachwerkbogen mit Zugband).

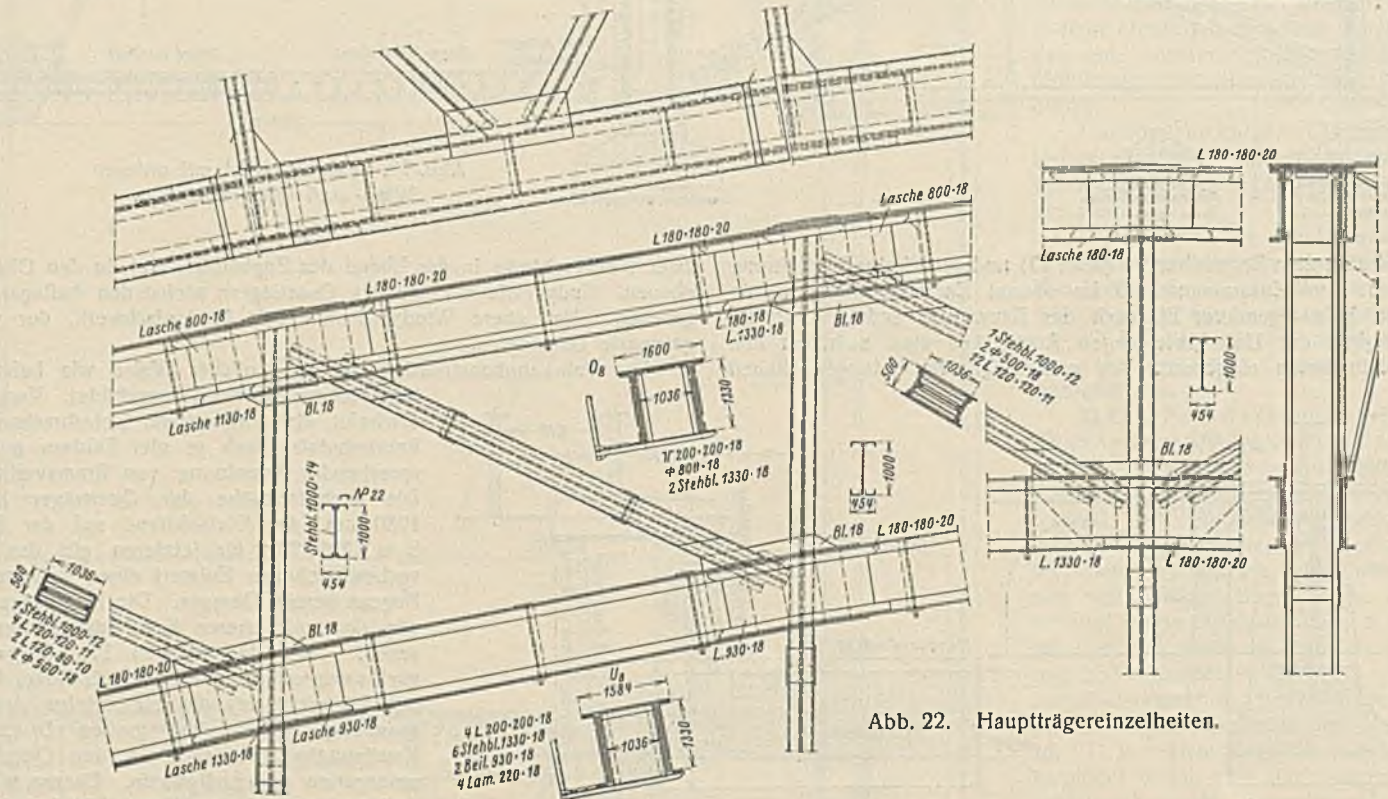


Abb. 22. Hauptträger-einheiten.

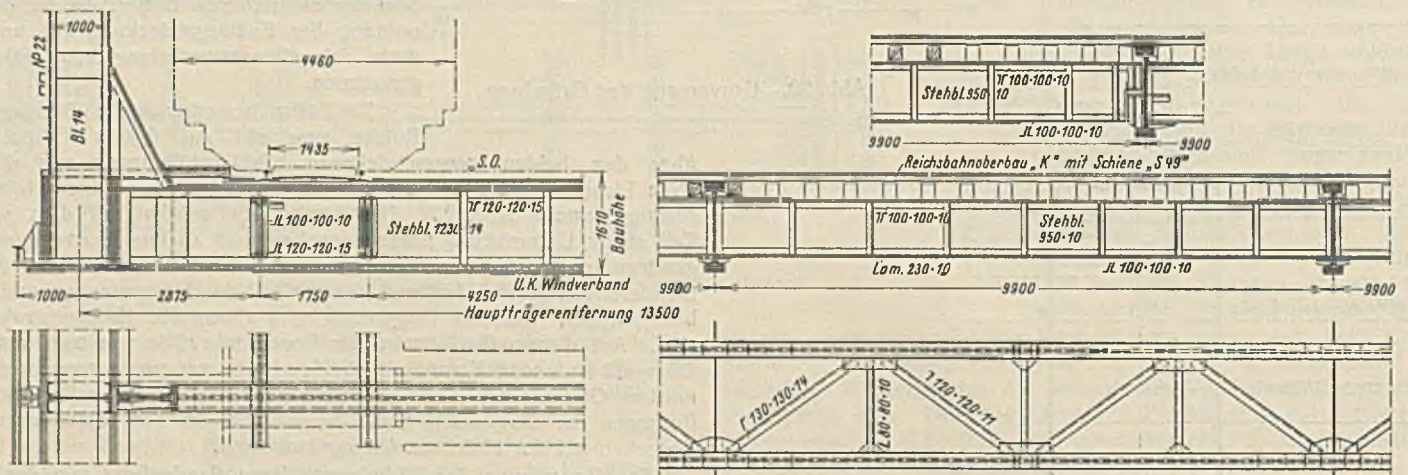


Abb. 24. Fahrbahntafel.

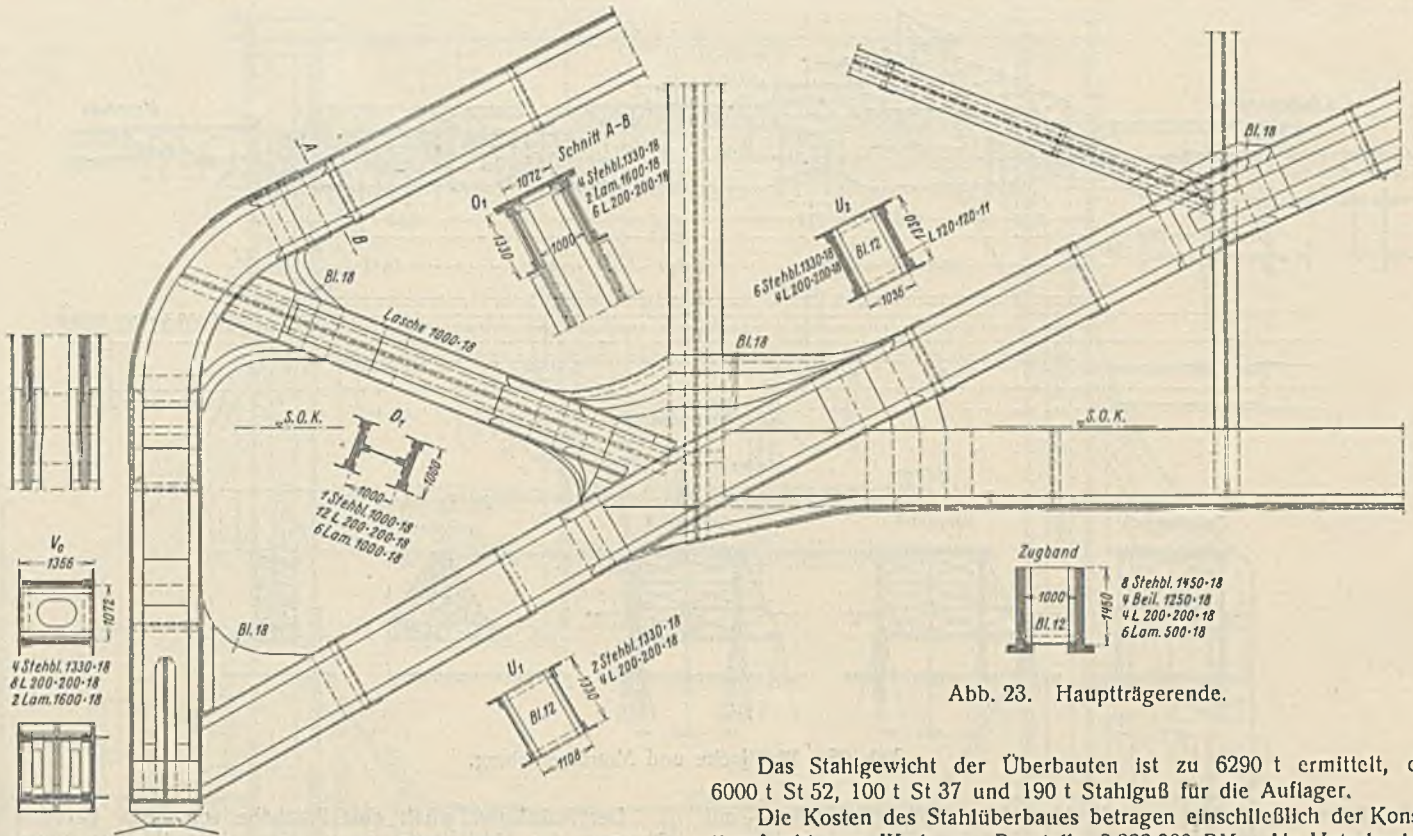


Abb. 23. Hauptträgerende.

Das Stahlgewicht der Überbauten ist zu 6290 t ermittelt, davon 6000 t St 52, 100 t St 37 und 190 t Stahlguß für die Auflager.
 Die Kosten des Stahlüberbaues betragen einschließlich der Konstruktionsfracht vom Werk zur Baustelle 3 899 800 RM. Als Unterbaukosten sind überschläglic 975 643 RM ermittelt.

kasten, die auf der Pfälzer Seite auf Kote 82,1 und auf der badischen Seite wegen der dort vorhandenen stärkeren Strömung auf Kote 80,1 abgesenkt werden. Die Bearbeitung der Gründung ist nach Angabe der Firma Holzmann wegen nicht hinreichender Kenntnis des Zustandes der alten Widerlager nur überschläglic behandelt worden, so daß die angegebenen Kosten möglicherweise wesentliche Änderungen erfahren können.

e) Der Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen wurde die Durcharbeitung eines versteiften Stabbogens mit aufgehobenem Schub übertragen, der beim Skizzenwettbewerb von der gleichen Firma eingereicht und vom Preisgericht zum Ankauf empfohlen worden war. Die Eigenart dieses Entwurfes besteht darin, daß zur Verringerung der Querträgerstützweite, die bei der gegebenen verhältnismäßig geringen Kon-

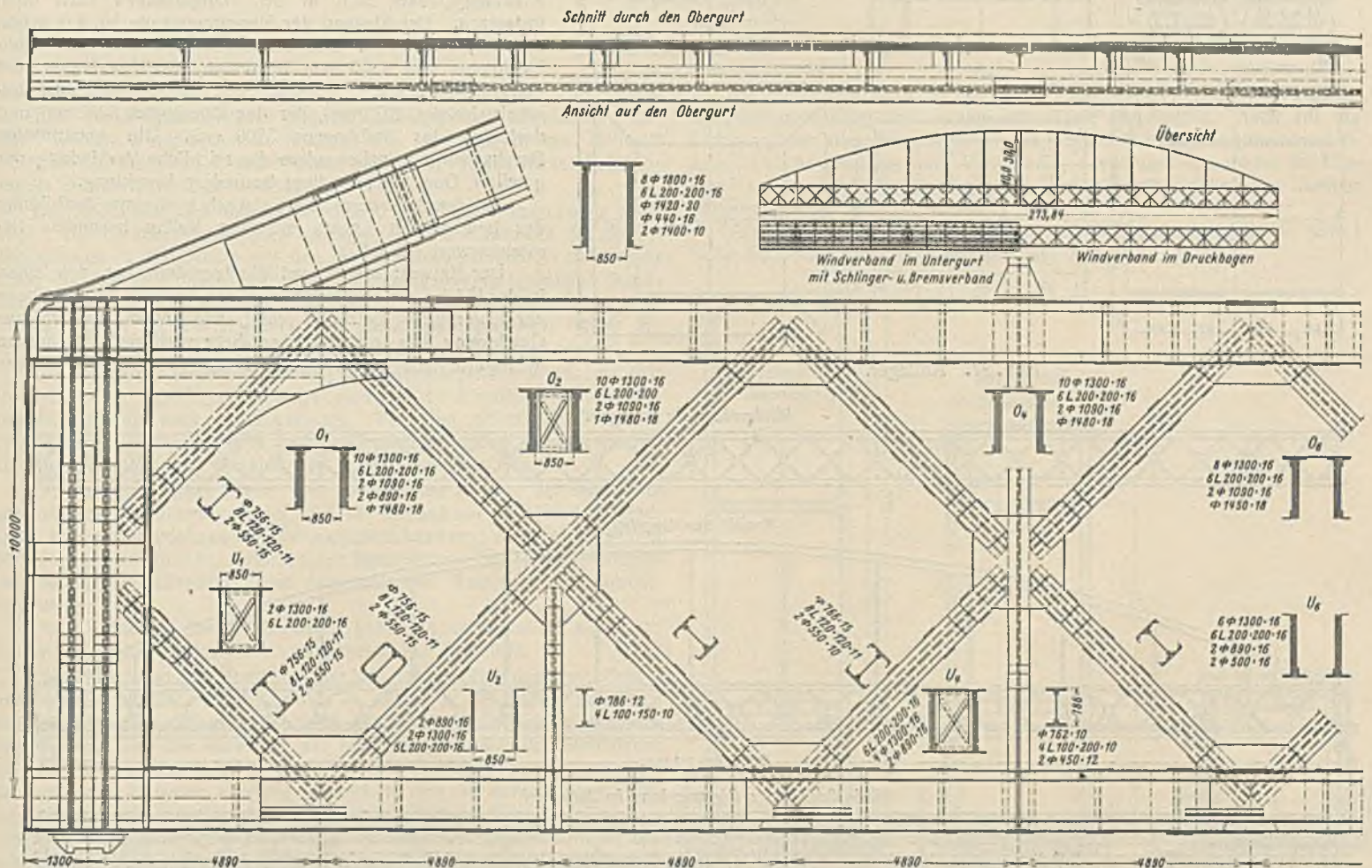


Abb. 26. Hauptträgerende
 (Versteltungsträger mit Anschluß des Stabbogens).

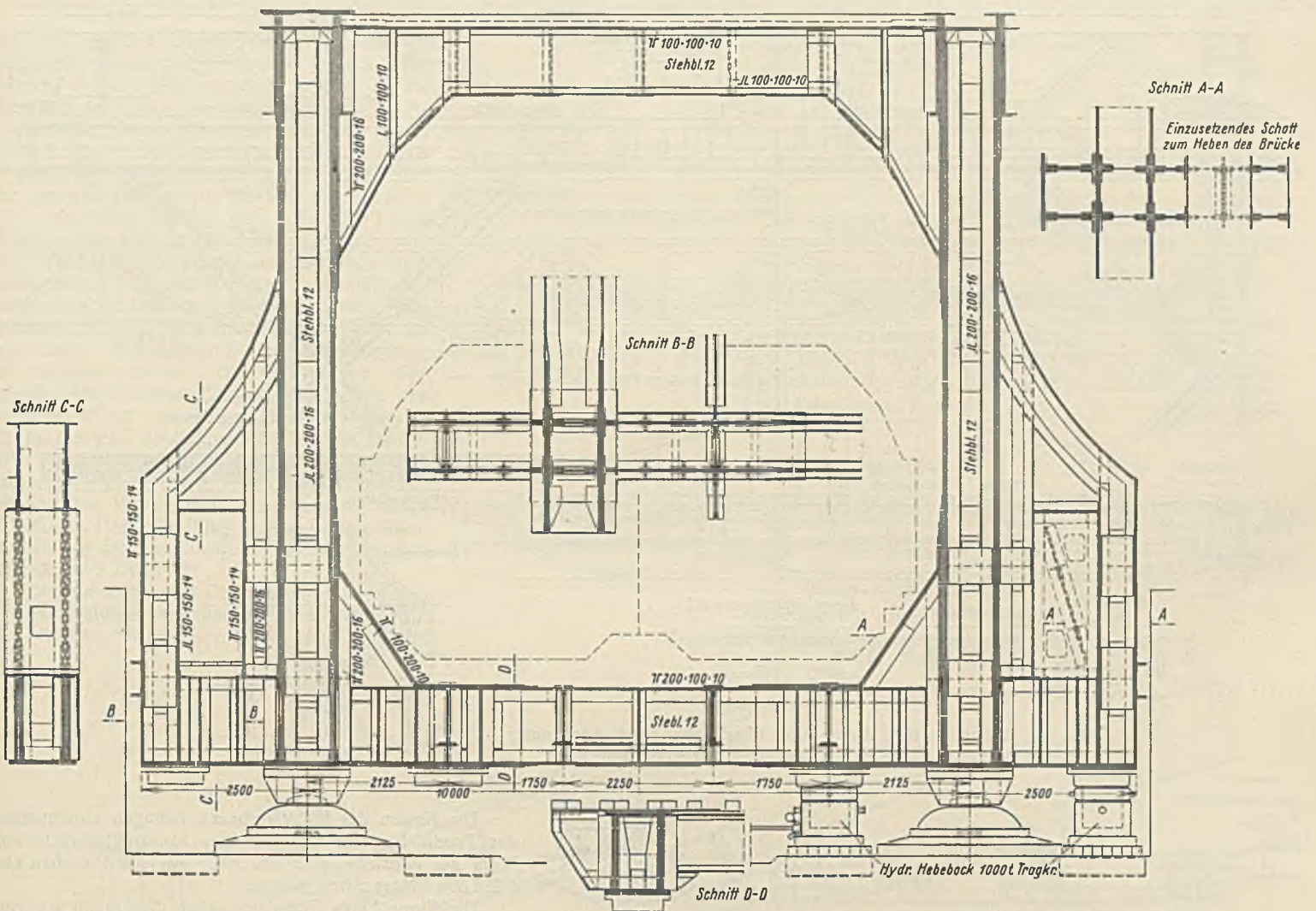


Abb. 29. Endportal.

werden mit den Hauptträgeruntergurten durch eine geeignete Verstrebung als Gurte eines rahmenartigen Windverbandfachwerkes angesehen. Dadurch werden Winddiagonalen zwischen den Hauptträgern nur insoweit nötig, als sie die 19,56 m voneinander entfernten Pfosten dieses Rahmenträgers erfordern (Abb. 28 u. 28 a).

Die Anordnung der äußeren Windgurte ergibt zwei ausgekragte Fußwege. Die darüber befindlichen spornartigen Verbreiterungen der Hauptträgerpfosten in Verbindung mit den daselbst angeordneten Portalrahmen leiten die auf den oberen Teil des Versteifungsträgers treffenden Windkräfte in den unteren Verband (Abb. 29). Ein Vorteil dieser Anordnung ist, daß durch die Portalrahmen bei einseitiger Verkehrsbelastung die beiden Hauptträger gleichmäßiger zum Tragen herangezogen werden.

Die lediglich aus der Anordnung der außenliegenden Windgurte sich ergebenden beiderseitigen Fußwege sind für die Eisenbahnbrücke nicht erforderlich und auch nicht verlangt. Für den öffentlichen Verkehr dürften sie wegen der sich in kurzen Abständen wiederholenden starken Einengungen durch die Portalrahmen kaum brauchbar sein.

Der nur mit einer Breite von 10 m gleich rd. $\frac{1}{27}$ der Stützweite ausgestattete Bogenwindverband wird für die auf ihn entfallenden Windkräfte kaum eine genügende Seitensteifigkeit besitzen; zu deren Erhöhung dürfte es erwünscht sein, zwischen den Hängestäben Fachwerkquerrahmen einzubauen, die allerdings dem Aussehen des Bauwerks nicht förderlich wären.

Die Ausbildung der Fahrbahtafel (Abb. 30) unterscheidet sich nicht wesentlich von derjenigen der vorherbeschriebenen Entwürfe.

Die Aufstellung des Überbaues beginnt mit dem Bau des Versteifungsträgers teils auf fester Rüstung, teils — soweit es die frei zu haltenden Schiffahrtöffnungen erfordern — durch Freivorbau. Noch während dieses Freivorbau wird das Aufsetzen der Hängestangen und des Stabbogens auf der Mannheimer Seite in Angriff genommen und bis Brückenmitte durchgeführt. Derselbe Vorgang wiederholt sich auf der anderen Seite, worauf der Bogen in der Mitte geschlossen wird (Abb. 31). Die Zerlegung der Versteifungsträgermontage in mehrere unsymmetrische Abschnitte mit verschiedenen Belastungs- und Durchbiegungsverhältnissen dürfte beim Schließen des Versteifungsträgers zu Schwierigkeiten führen und umständliche Regulierungsarbeiten bedingen.

Für die Gründung ist durch die Firma Dyckerhoff & Widmann Senkkastengründung in ausreichender Tiefe vorgesehen. Auch auf die Sicherung der alten Widerlager scheint hinreichend Bedacht genommen zu sein. Der Anwendung einer Versteinerung des Baugrundes dürfte der Umstand entgegenstehen, daß bisher nur ungenügende Erfahrungen darüber vorhanden sind.

Als Stahlgewicht für den Überbau sind 6720 t ermittelt, davon 6510 t St 52, 50 t St 37 und 160 t Stahlguß der Auflager.

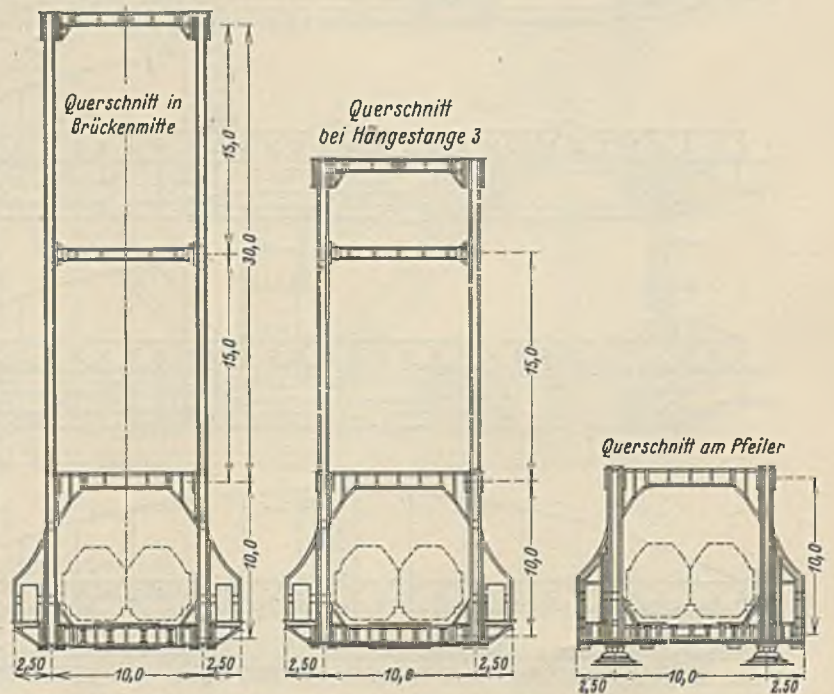


Abb. 28 a. Querschnitte.

Kopf und darüber hinaus, also insbesondere an den Stoßverbindungen, konische Bolzen vom gleichen Durchmesser vorgesehen. Der größte Untergurtquerschnitt hat 3812 cm², der größte Obergurtquerschnitt 3554 cm² und der größte Querschnitt des Stabbogens 3552 cm². Letzterer ist mit einer Stehblechhöhe von 1,50 m bemessen und mittels einer durchgehenden oberen Kopfplatte als unten offener Kastenquerschnitt ausgebildet, während für die Gurtungen des Verstärkungsträgers infolge des Überwiegens der Zugkräfte keine Deckplatten vorgesehen sind. Die Diagonalen erhalten zur Erzielung eines guten Aussehens sämtlich eine Breite von 500 mm; der Querschnitt wird abgestuft durch Verringerung der Stehblechstärken. Die knicksichere Verbindung der einzelnen Querschnittsteile bei den Druckstäben ist überall gut durchgeführt; Vergitterungen sind hierbei vermieden. Die Hängestäbe sind in Abständen gleich der doppelten Fachweite, also in 18,3 m Entfernung angeordnet; sie sind zur Verringerung der Momente infolge Winddrucks längs zur Brückenachse mittels Flachgelenken an den Verstärkungsträger bzw. Stabbogen angeschlossen (Abb. 36).

Zur Aufnahme und Übertragung der auf den Verstärkungsträger entfallenden Windkräfte sind zwei in den Ebenen der Ober- und Untergurte

Abb. 32. Ausfachung im Rautensystem.

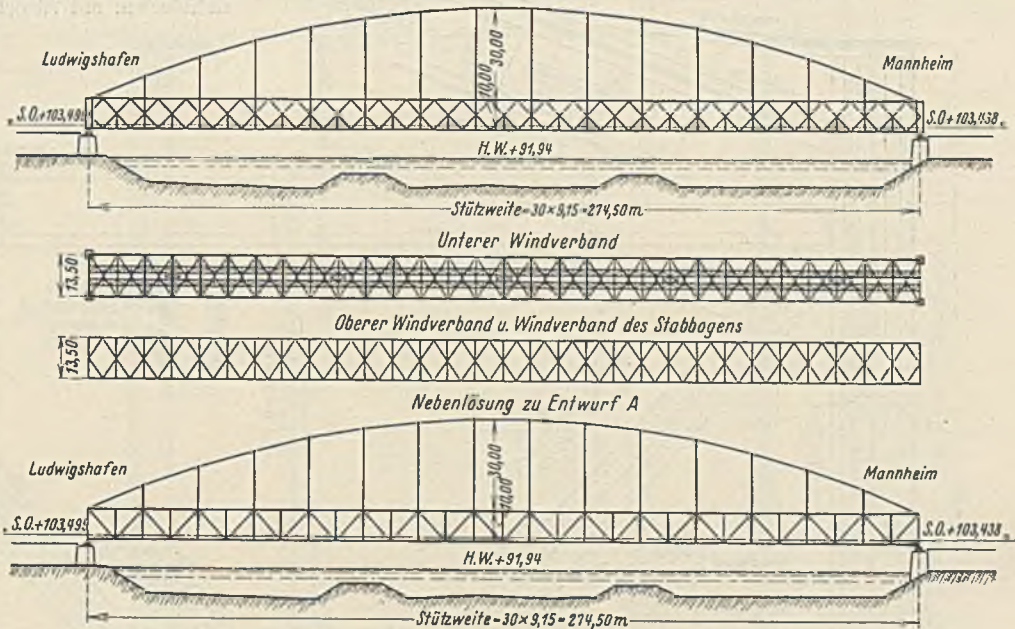


Abb. 33. Ausfachung mit einfachem Strebenfachwerk. Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Schub.

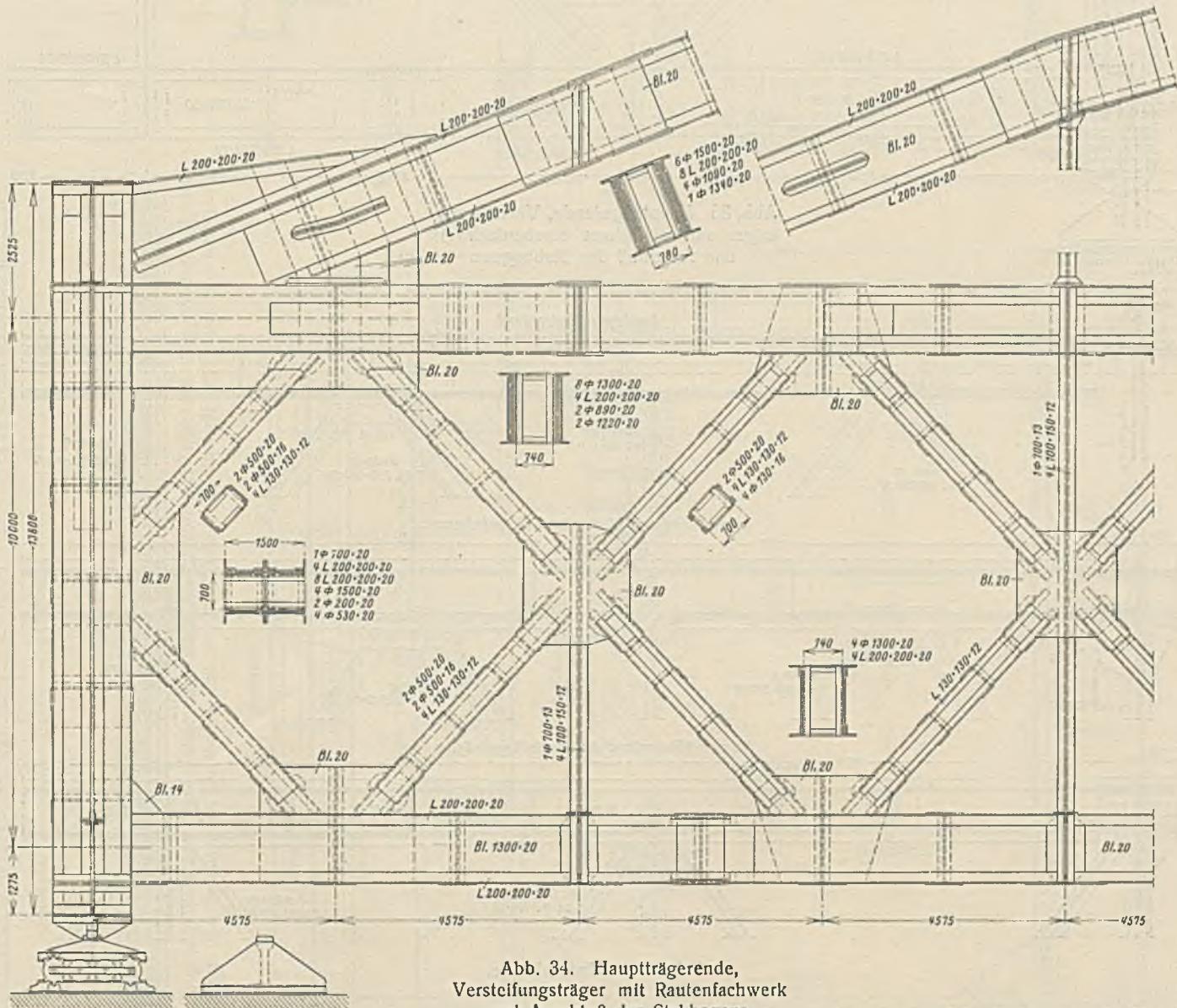


Abb. 34. Hauptträgerende, Verstärkungsträger mit Rautenfachwerk und Anschluß des Stabbogens.

angeordnete Windverbände vorhanden. Ein dritter Windverband liegt in der Fläche der Stabbogen (Abb. 37). Über den Auflagern befinden sich zwei kräftige Endportale (Abb. 38 sowie Abb. 39), deren obere Riegel

parallelgurtig ausgebildet sind. Durch die Form der Endportale wird der Brückeneingang in markanter Weise betont (Abb. 39). Da die alten schönen Steinportale (s. Abb. 2) der engen Raumverhältnisse

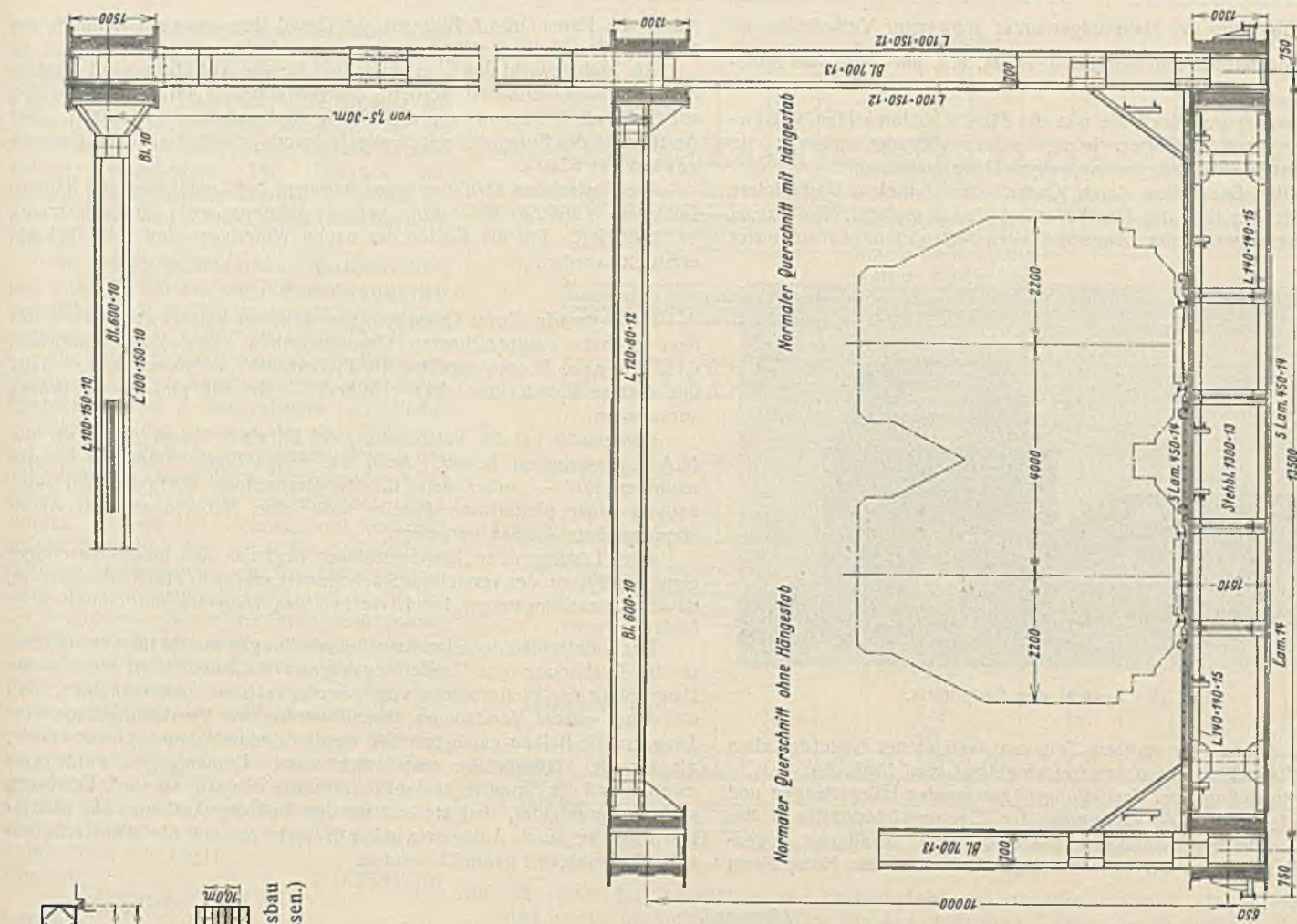


Abb. 36. Querschnitt und Fahrbahntafel. Anschluß der Hängestäbe mittels Flachgelenke an Stabbogen und Versteifungsträger.

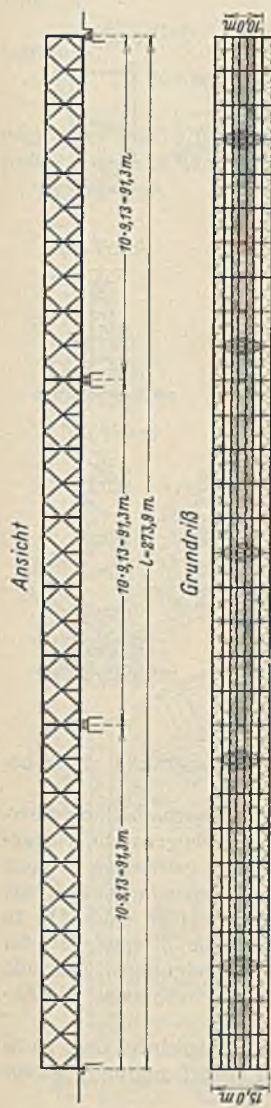


Abb. 41. Hauptträgernetz und Fahrbahntafelanordnung. (Durchlaufender Träger als etappenweiser i. Ausbau des Pfeilerlosen Stab Bogens nach Entwurf e und für den Pfeilerlosen Zustand im Querschnitt bemessen.)

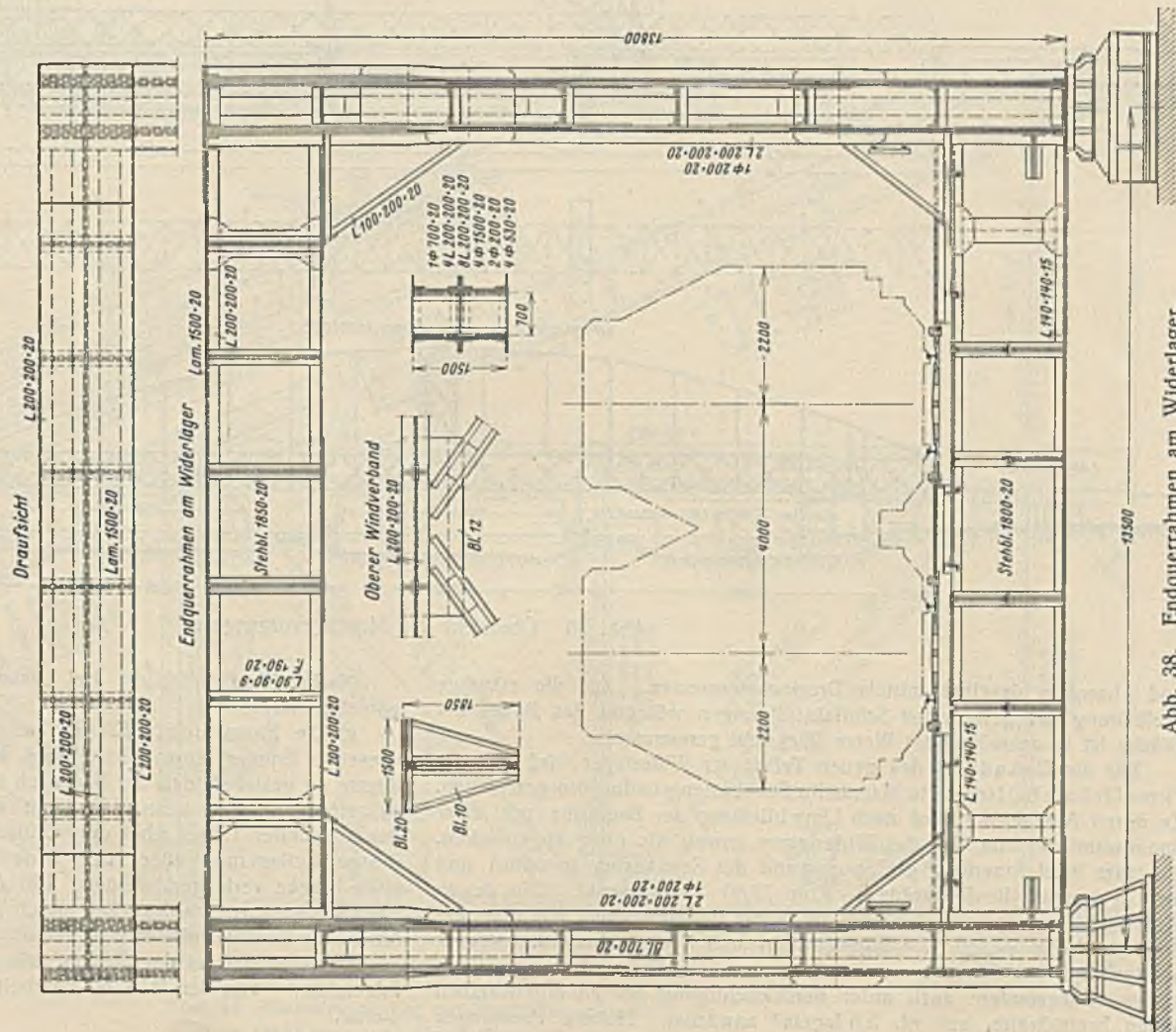


Abb. 38. Endquerrahmen am Widerlager.

Die Durchbiegung der Hauptträger unter schwerster Verkehrslast ist besonders nachgewiesen und beträgt rd. 21 cm, d. i. nur $\frac{1}{1300}$ der Stützweite.

Bemerkenswert sind noch die von der M.A.N. untersuchten Nebenspannungen im Stabbogen infolge seiner Biegezugfestigkeit; sie betragen höchstens rd. 10% der zulässigen Hauptspannung.

Die in allen Baustadien durch Klarheit der statischen Verhältnisse bemerkenswerte Montage des Überbaues ist derart gedacht, daß zuerst der Versteifungsträger in der Länge der alten Seitenöffnungen auf fester

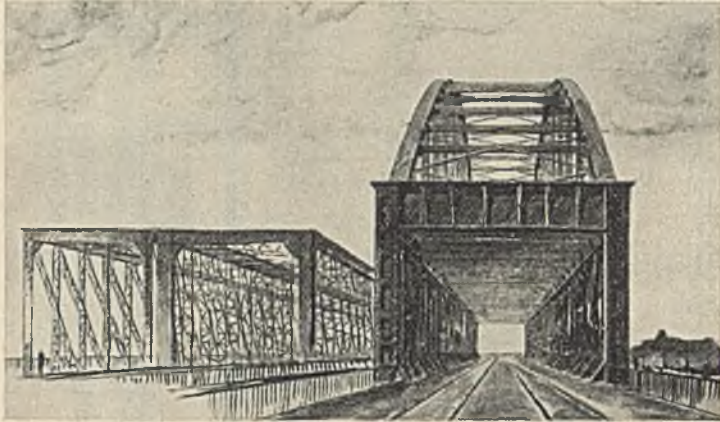


Abb. 39. Ansicht des Endportals.

Rüstung gebaut und der mittlere Teil von zwei in der Nähe der alten Pfeiler stehenden Hilfspfeilern aus frei vorgebaut wird (Abb. 40).

Nach Fertigstellung der Versteifungsträger werden Hängestangen und Stabbogen aufgesetzt. Die Einleitung der Eigengewichtskräfte in das System des versteiften Stabbogens geschieht nach beendeter Bogenmontage durch Entfernen der behelfsmäßigen Lager auf den Hilfspfeilern

glaubt die Firma Grün & Bilfinger auf Grund ihrer genauen Kenntnis der örtlichen Verhältnisse nicht verantworten zu können.

Als Stahlgewicht des Überbaues sind für die Ausführung mit Rautenfachwerk 6690 t ermittelt worden; hiervon entfallen auf St 52 rd. 6160 t, auf St 37 rd. 430 t und auf den Stahlguß der Auflager rd. 100 t. Bei Ausführung des Entwurfes mit Strebenfachwerk ermäßigt sich das Gesamtgewicht auf 6580 t.

Die Kosten des Stahlüberbaues betragen bei Ausführung mit Rautenfachwerk 4 268 220 RM und bei Ausführung mit Strebenfachwerk 4 158 560 RM. Für die Kosten der neuen Widerlager sind 1 481 080 RM ermittelt worden.

3. Etappenbrücken.

Die Entwürfe dieser Gruppe folgen dem im Skizzenwettbewerb mit dem I. Preis ausgezeichneten Grundgedanken einer „Etappenbrücke“, d. h. die neue Brücke zunächst als Pfeilerbrücke zu bauen und — falls die spätere Entwicklung dies erfordert — sie zur pfeilerlosen Brücke auszubauen.

Demgemäß hat die Reichsbahn zwei Entwürfe dieser Art durch die M.A.N. ausarbeiten lassen. Auch die Firma Louis Eilers hat — wie schon erwähnt — außer dem ihr zur Bearbeitung übergebenen Hauptentwurf einer pfeilerlosen Brücke noch eine Nebenlösung für deren etappenweisen Ausbau vorgelegt.

Allen Lösungen der „Etappenbrücke“ liegt das sich hierfür besonders eignende System des versteiften Stabbogens (Langerscher Balken) zugrunde, dessen Versteifungsträger im I. Ausbau das Tragwerk der Pfeilerbrücke bildet.

Der Unterschied der einzelnen Ausarbeitungen beruht im wesentlichen in der Ausbildung des Versteifungsträgers. In einem Fall werden die Hauptträger der Pfeilerbrücke von vornherein so stark bemessen, daß sie ohne spätere Verstärkung ihrer Funktion als Versteifungsträger im Langerschen Balken genügen. Sie werden dadurch doppelt so stark, als für die Pfeilerbrücke erforderlich wäre. Dementgegen werden im zweiten Fall die Hauptträger der Pfeilerbrücke nur halb so stark bemessen und so ausgebildet, daß sie erst für den Fall des Ausbaues zur pfeilerlosen Brücke durch Anfügen zweiter Hauptträger auf die dann erforderliche Tragfähigkeit gebracht werden.

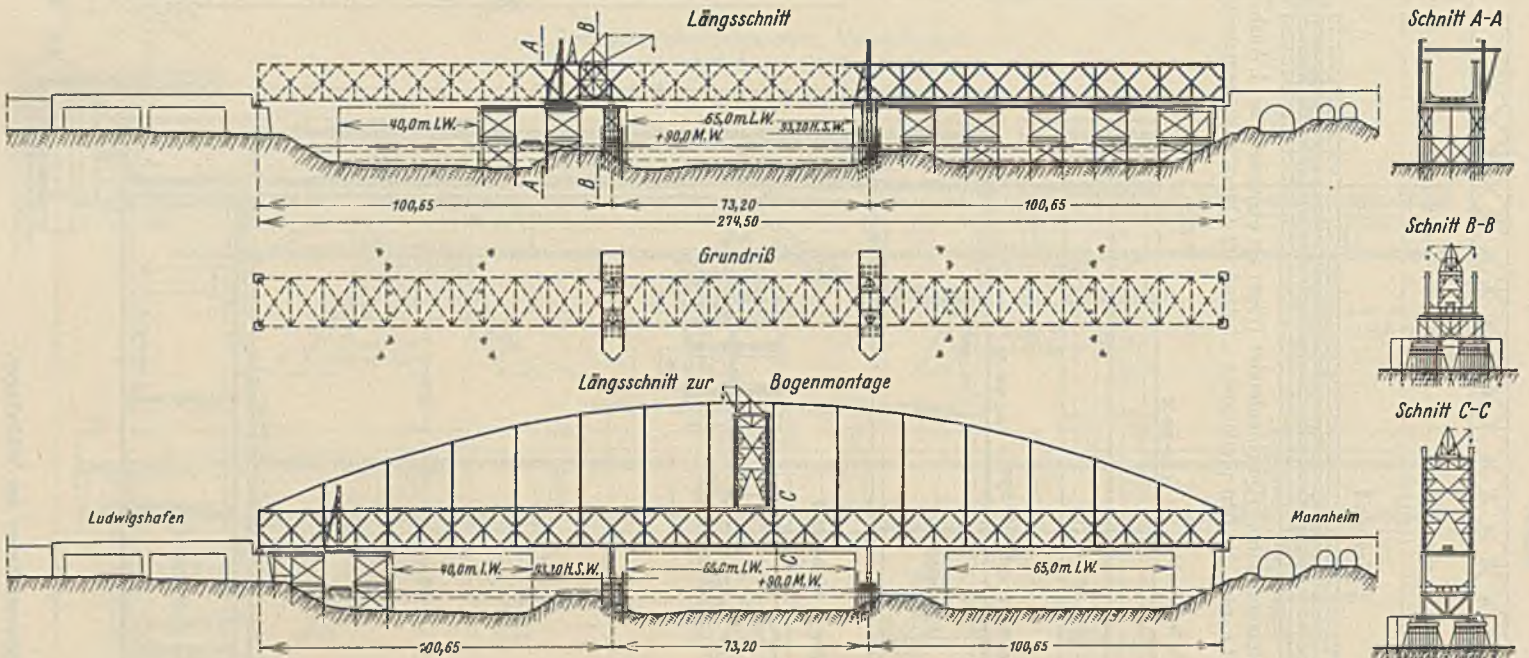


Abb. 40. Übersicht des Montagevorganges.

und Absenken daselbst mittels Druckwasserpressen. Auf die ständige Freihaltung der geforderten Schiffahrtöffnungen während des Baues der Brücke ist in ausreichender Weise Rücksicht genommen.

Für die Gründung des neuen Teiles der Widerlager wird von der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim Senkkasten Gründung vorgeschlagen. Zu deren Ausführung wird nach Umschließung der Baugrube mit einer Spundwand der alte Teil des Widerlagers soweit als nötig abgebrochen, auf einer Insel innerhalb der Spundwand der Senkkasten betoniert und etwa 6 m unter die Flußsohle — Kote 77,80 — abgesenkt. Die neuen Widerlager sind so bemessen, daß die größte Bodenpressung aus normaler Beanspruchung infolge von Eigengewicht und Verkehrslast rd. 4 kg/cm² beträgt und bei Zusammentreffen aller senkrechten und waagerechten Lasten, insbesondere auch unter Berücksichtigung der außergewöhnlich hohen Bremskräfte, auf rd. 5,6 kg/cm² anwächst. Höhere Pressungen

Nachstehend sollen die drei Lösungen der Etappenbrücke näher beschrieben werden:

g) Die Firma Louis Eilers hat den ihr zur Durcharbeitung überwiesenen Entwurf eines pfeilerlosen versteiften Stabbogens als Nebenlösung so gestaltet, daß der Bau auch in zwei zeitlich getrennten Etappen ausgeführt werden kann. Es kann vorerst der Versteifungsträger als durchlaufender Träger über drei Öffnungen erstellt werden (Abb. 41), zu dessen Auflagerung außer den Widerlagern auch die Strompfeiler der alten Brücke verlängert werden. Der Ausbau zum endgültigen Zustande kann sodann zu beliebiger Zeit durch Aufsetzen des Stabbogens und Abbruch der Zwischenpfeiler stattfinden.

Der Gedanke ist der gleiche, wie er von der Reichsbahn dem nachfolgenden — von der M.A.N. bearbeiteten — Entwurf zugrunde gelegt wurde.

Nach den Untersuchungen der Firma Eilers ist in den Versteifungsträger des Pfeilerlosen versteiften Stabbogens für seine vorübergehende Funktion als durchlaufender Parallelträger auf Zwischenpfeilern ein Mehr von 220 t für die Konstruktion und von 140 t für die Pfeilerauflager einzubauen. Die Gewichte und Kosten des Überbaues für den I. Ausbau betragen 5125 t und 3 182 625 RM (einschließlich Fracht).

Die Unterbaukosten sind im Kostenanschlag mit 1 238 398 RM für die Widerlager und mit nur 302 512 RM für die Pfeilerverlängerung angegeben, also insgesamt mit 1 540 910 RM.

Die Verlängerung der Stropfpfeiler ist hierbei unter der Annahme eines vorläufigen Charakters des I. Bauzustandes als Pfahlgründung in der gleichen Art und Tiefe wie bei den alten Pfeilern vorgesehen. Wegen der unbestimmten Dauer des I. Bauzustandes kann dieser jedoch nicht als vorläufig angesehen werden; er erfordert vielmehr mit Rücksicht auf die Sicherheit des Bauwerkes die gleichen Gründungsmaßnahmen wie ein Dauerzustand. Auch die Beibehaltung der Steinwürfe, die bei der vergrößerten Breite der Pfeilerverlängerung das Fahrwasser noch weiter einengen würden, erscheint nicht wünschenswert. Der für die Pfeilerverlängerung veranschlagte Betrag muß daher erhöht werden. Wenn dafür der im nachfolgenden — gleichartigen — Entwurf vorgesehene Betrag einer ausreichenden Pfeilergründung mit 1 363 895 RM angesetzt wird, so ergeben sich die Gesamtkosten einer vorläufigen Pfeilerbrücke nach dem Vorschlag der Firma Eilers wie folgt:

Überbau: 3 182 625 RM
 Widerlager 1 238 398
 Unterbau: Pfeiler 1 363 895 = 2 602 293
 zus.: 5 784 918 RM

gegenüber 5 465 278 RM für den sofortigen fertigen Bau der Pfeilerlosen Brücke ebenfalls nach der Bearbeitung der Firma Eilers.

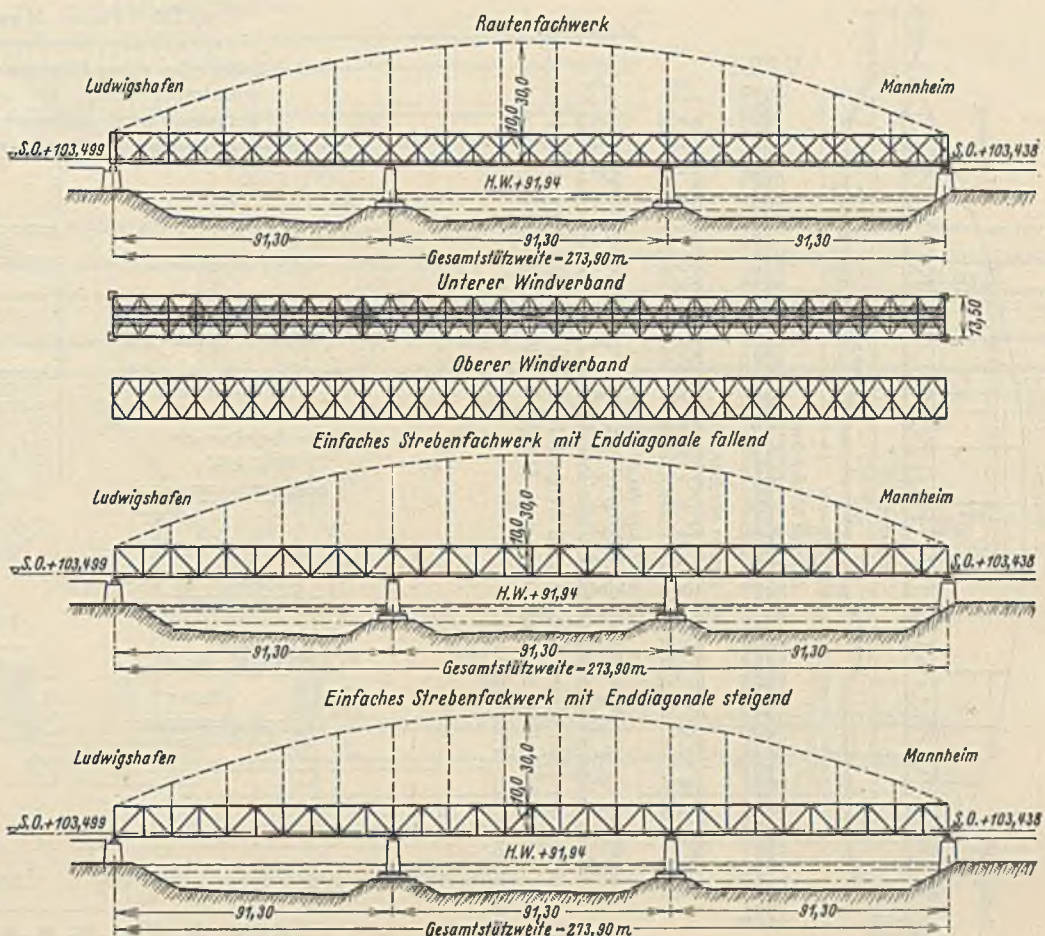


Abb. 42. Netz der Hauptträger, der Fahrbahntafel und der Windverbände. Die Versteifungsträger sind bereits im vorläufigen Ausbau für den Pfeilerlosen Zustand im Querschnitt bemessen.

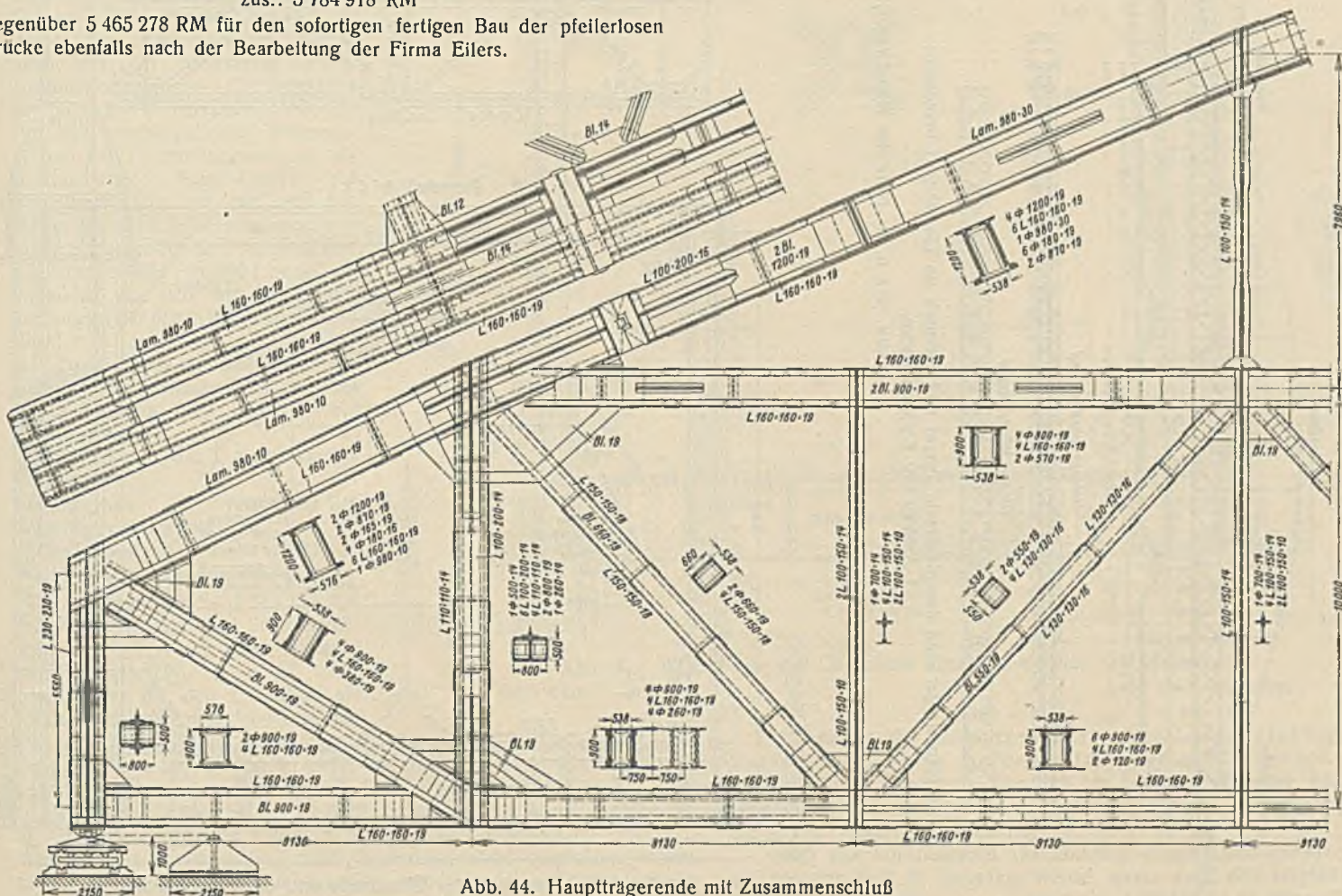
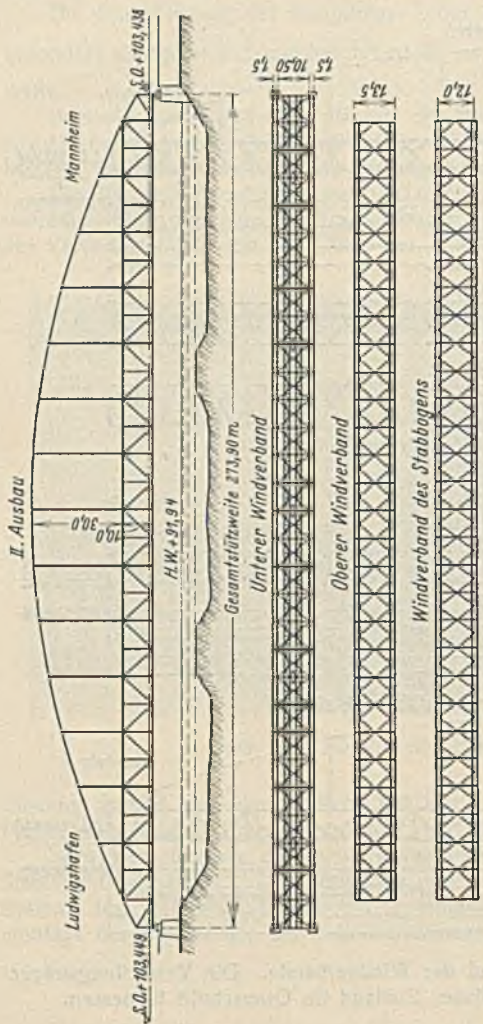
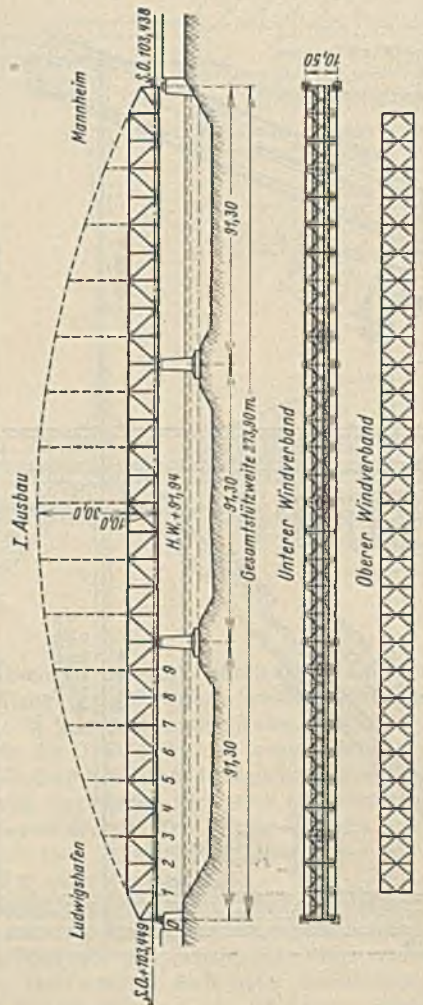


Abb. 44. Hauptträgerende mit Zusammenschluß von Stabbogen und Versteifungsträger.



b) Die Hauptträger der pfeilerlosen Brücke sind hergestellt durch Verdoppelung der Hauptträger und Aufsetzen des Stab Bogens; II. Ausbau der Etappenbrücke.



a) Die Hauptträger sind durchlaufende Träger und hiernach im Querschnitt bemessen: I. Ausbau der Etappenbrücke.

Abb. 43a u. b. Netz der Hauptträger, der Fahrbahntafel, der Windverbände.

h) Die Firma Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, wurde, wie schon erwähnt, mit der Durcharbeitung des Entwurfes einer Etappenbrücke beauftragt, bei der ebenfalls der Fachwerkträger schon für den vorläufigen Ausbau auf Zwischenpfeilern so bemessen wird, daß er ohne spätere Verstärkung als Versteifungsträger des pfeilerlosen Stab Bogens genügt.

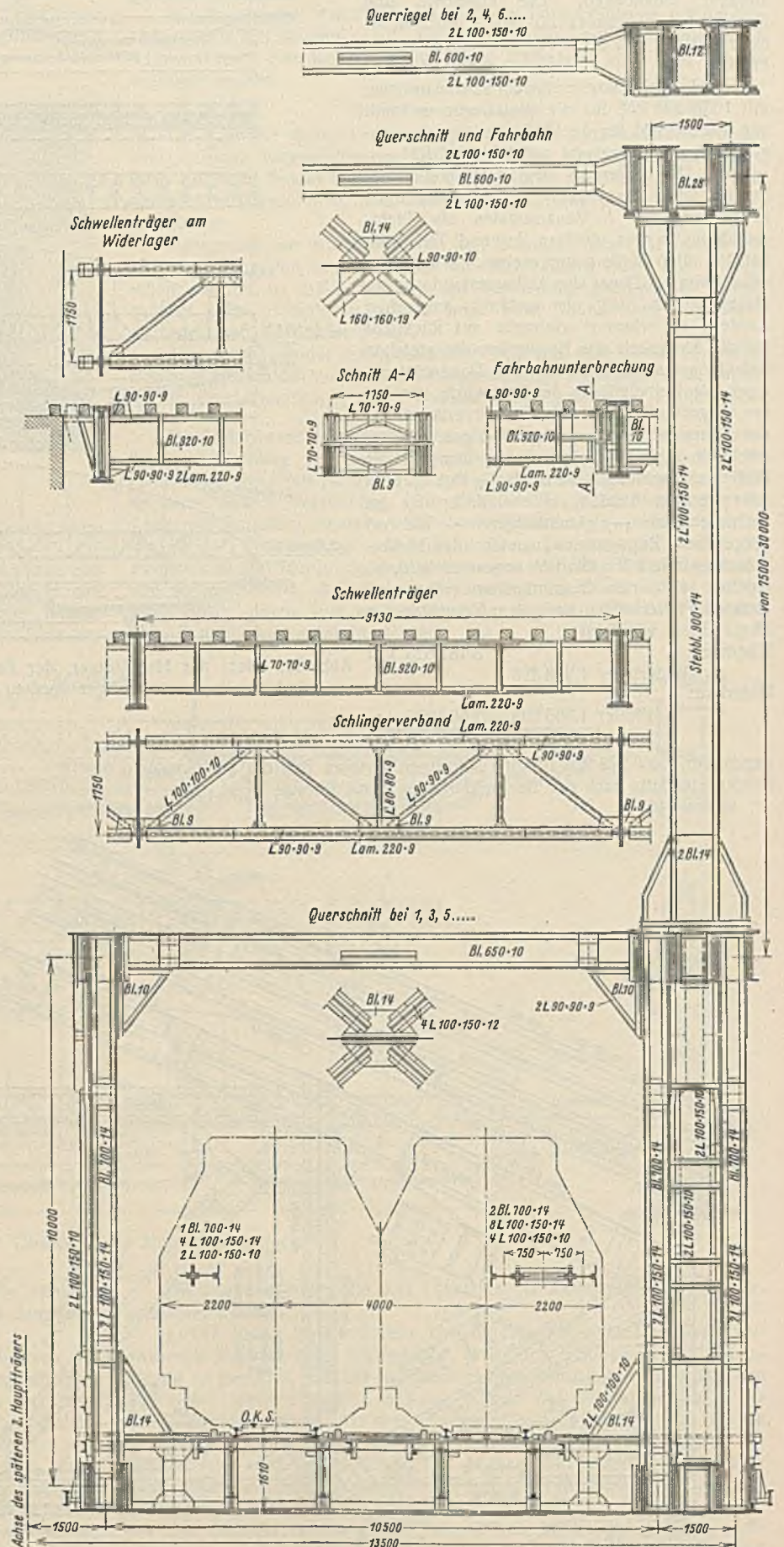


Abb. 45. Querschnitt des Überbaues und der Fahrbahntafel nach dem I. Ausbau

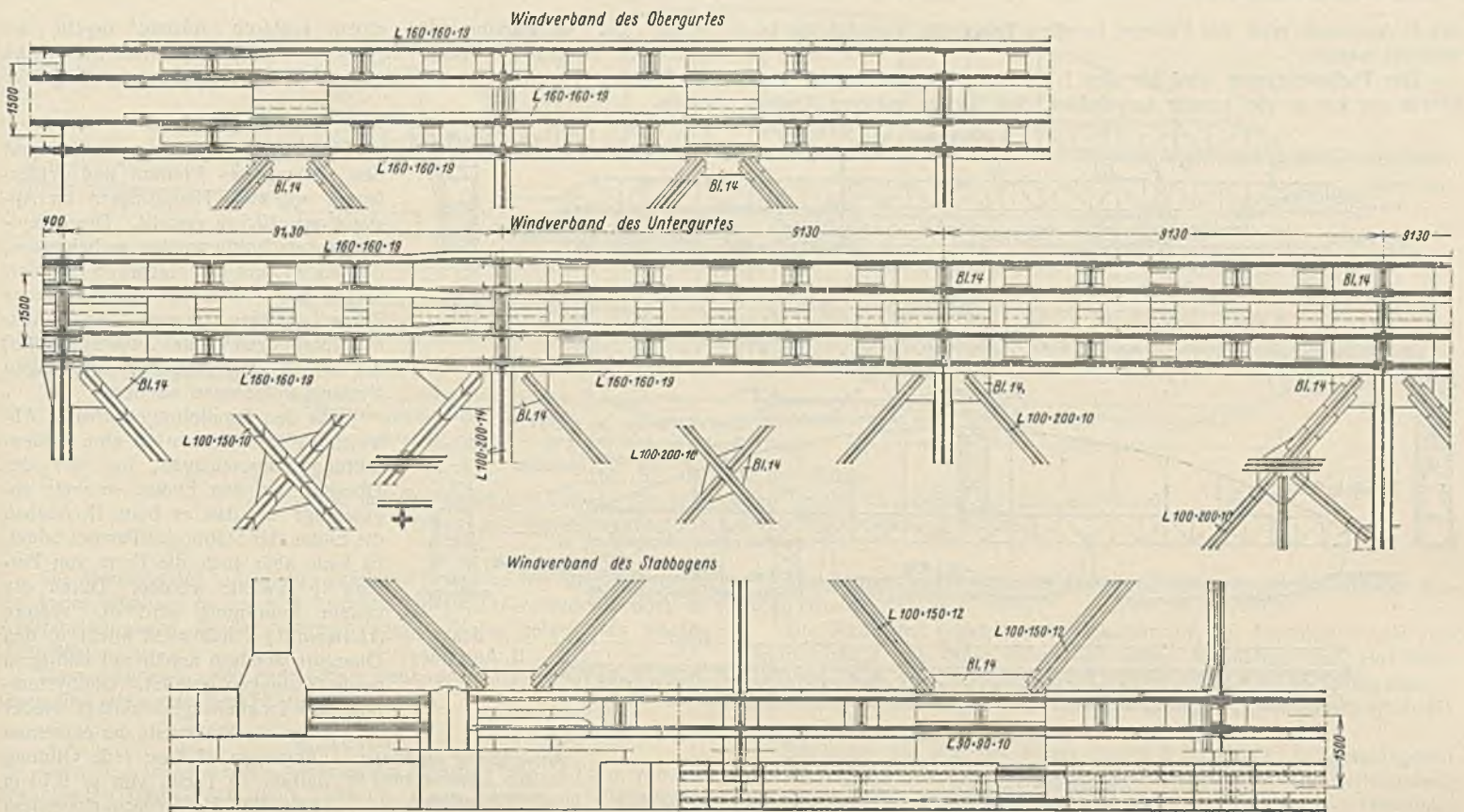


Abb. 46. Anordnung der Windverbände.

Die technischen Einzelheiten dieses Entwurfes sind im wesentlichen die gleichen, wie bei dem ebenfalls von der M. A. N. für den sofortigen Bau einer Pfeilerlosen Brücke bearbeiteten Entwurf f). Außer dem Rautenfachwerk wurde auch hier der geringeren Nebenspannungen wegen das einfache Strebenfachwerk bearbeitet (Abb. 42). Für die vorübergehende Wirkungsweise des Versteifungsträgers als durchlaufender Parallelträger auf Zwischenpfeilern ist zur erforderlichen stärkeren Bemessung einzelner Diagonalen und für die Pfeilerauflager ein Mehrgewicht von 300 t nötig, ein Ergebnis, das sich mit den Untersuchungen der Firma Eilers annähernd deckt.

Das Gewicht des Stahlüberbaues beträgt im I. Ausbau 4810 t bei Rautenfachwerk und 4670 t bei Strebenfachwerk.

Die Kosten des I. Ausbaues betragen:
 Stahlüberbau . . . 2 866 760 RM
 Widerlager (sofortiger Gesamtausbau) . . . 1 481 080 „
 Pfeiler 1 363 895 „

Gesamtkosten: 5 711 735 RM (bei Wahl des einfachen Strebenfachwerks ermäßigt sich diese Summe auf 5 600 275 RM).

Diesem für den I. Ausbau als Pfeilerbrücke aufzuwendenden Betrag von 5 711 735 RM steht nach dem ebenfalls von der M. A. N. bearbeiteten Entwurf f) ein Betrag von 5 749 300 RM gegenüber, für den die Brücke sofort als weitgespannte Pfeilerlose Brücke gebaut werden kann.

Der Schlußfolgerung der M. A. N., daß der Bau einer Etappenbrücke in der vorgeschriebenen Weise, d. h. ohne die Notwendigkeit einer Verstärkung des Parallelträgers beim II. Ausbau, nicht empfohlen werden kann, muß daher zugestimmt werden, insbesondere nachdem auch die Untersuchung der Firma Eilers zu einem ähnlichen Ergebnis geführt hat.

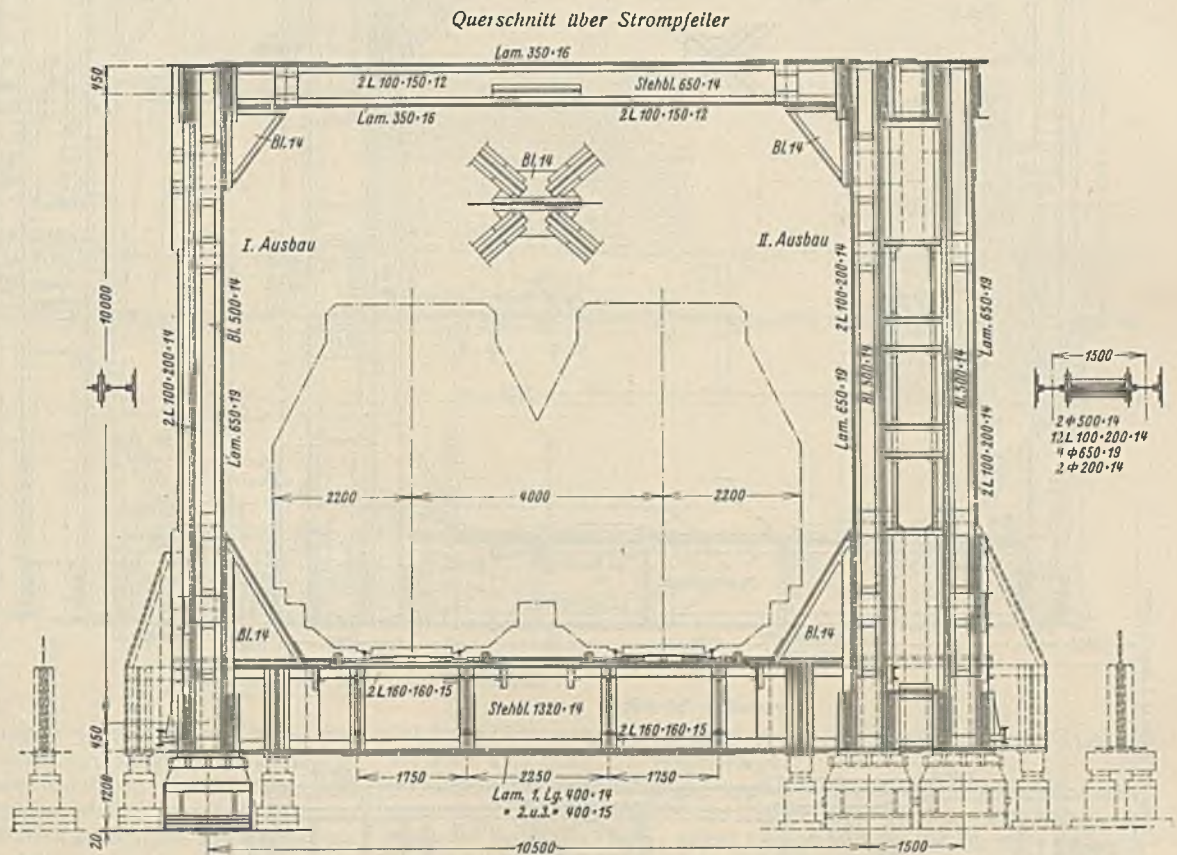


Abb. 47. Windportale des Überbaues über Strompfeiler und Widerlager nach dem I. Ausbau nach dem II. Ausbau.

i) Ebenfalls der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, wurde die weitere Lösung einer Etappenbrücke zur Durcharbeitung übertragen, der der im Skizzenwettbewerb vom Preisgericht mit dem I. Preis ausgezeichnete Gedanke des Zivilingenieurs Kilgus in Breslau zugrunde liegt.

Nach der konstruktiven Durchbildung dieses Grundgedankens, wie sie von der M. A. N. vorgelegt wurde, sowie auch den sorgfältig überlegten und ohne Betriebsunterbrechung durchführbaren Baumaßnahmen

des II. Ausbaues muß der Entwurf in allen Teilen als durchführbar bezeichnet werden.

Der Fachwerkträger wird für den I. Ausbau bemessen und darüber hinaus nur um so viel stärker ausgebildet, daß für den späteren Ausbau

Prinzip der Verstärkung für einen späteren Ausbau bereits im Jahre 1912 für den Fall des zweigleisigen Ausbaues der Hoanghobrücke bei Tsinanfu von ihr vorgeschlagen und für die Ausführung festgelegt wurde.

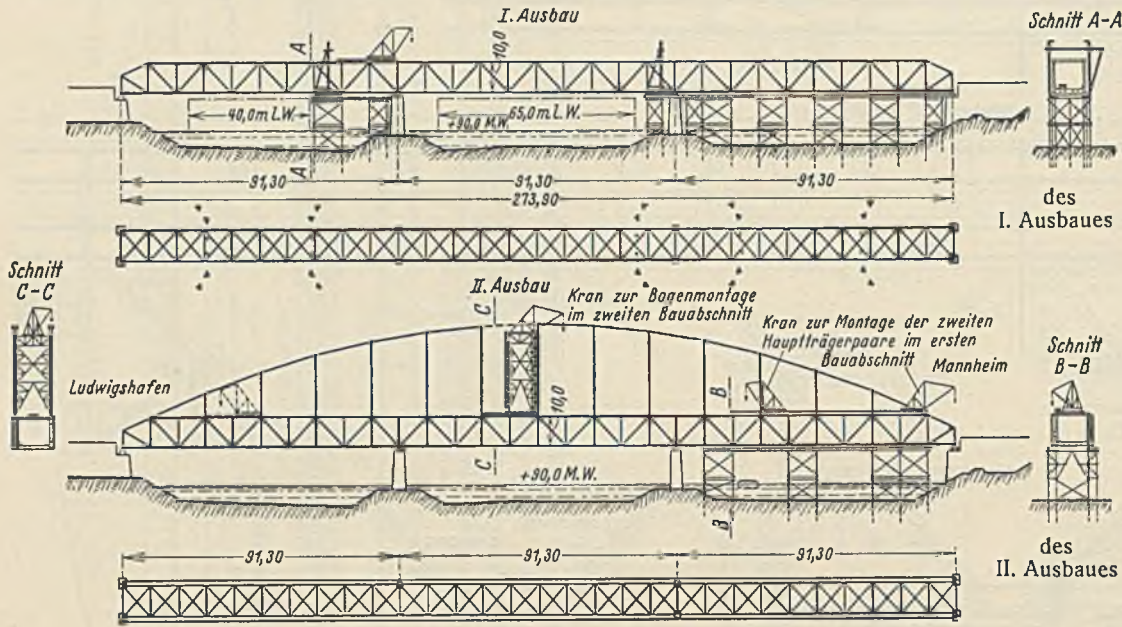


Abb. 48. Montageübersicht.

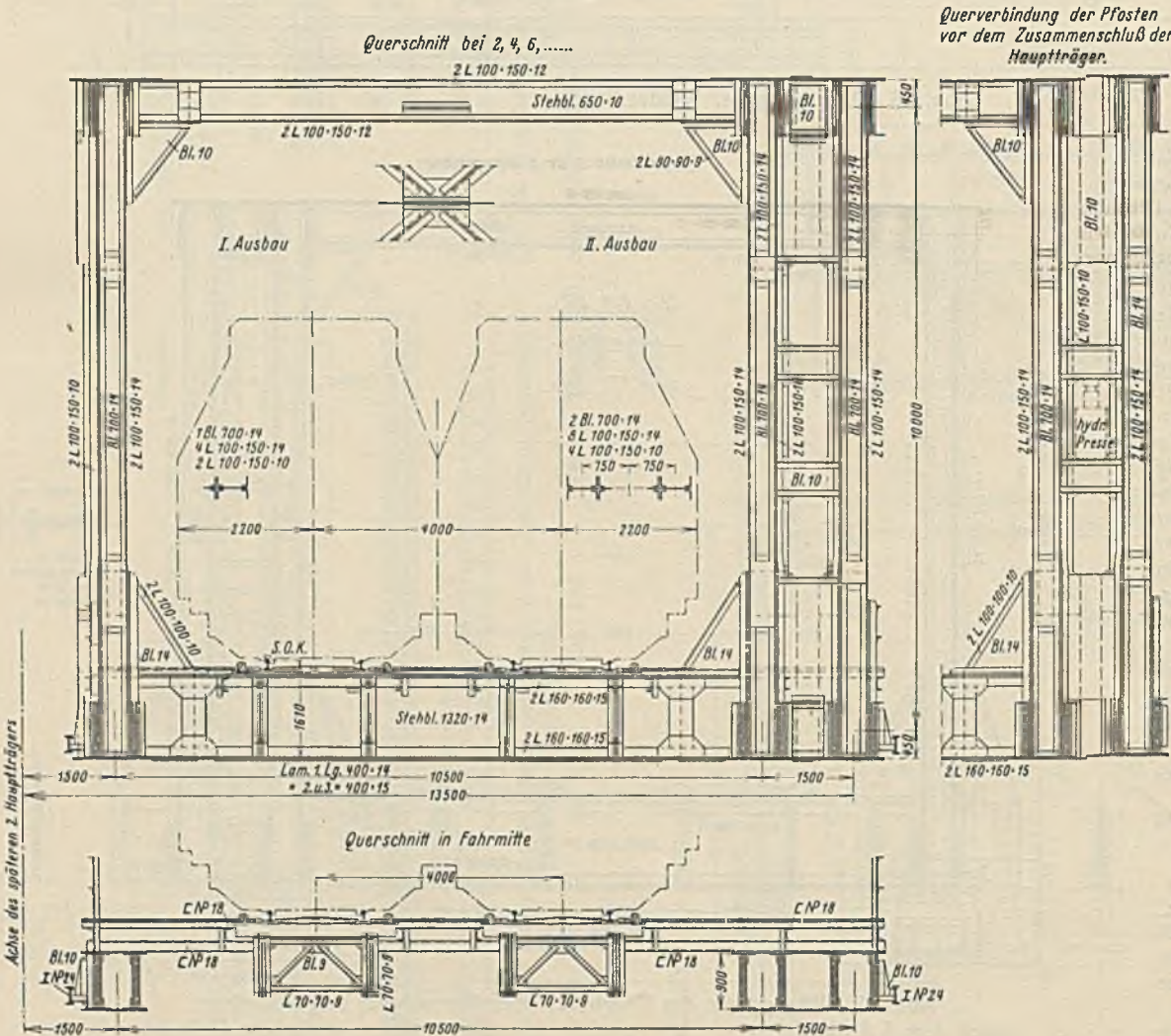


Abb. 49. Querschnitt des Überbaues

nach dem I. Ausbau
nach dem II. Ausbau
und Arbeitsvorgang zum Zusammenschluß der beiden Einzelhauptträger zum Doppelträger.

zum Verstärkungsträger des pfellerlosen Stabbogens die Stabquerschnitte durch Anfügen neuer Hauptträger gleicher Abmessungen verdoppelt werden können.

Bezüglich dieser Art einer Verstärkung von Hauptträgern durch spätere Verdoppelung weist die M. A. N. darauf hin, daß das gleiche

Prinzip der Verstärkung für einen späteren Ausbau bereits im Jahre 1912 für den Fall des zweigleisigen Ausbaues der Hoanghobrücke bei Tsinanfu von ihr vorgeschlagen und für die Ausführung festgelegt wurde.

I. Ausbau.

Es wird zunächst eine Brücke auf den verlängerten Pfeilern und Widerlagern mit zwei Hauptträgern im Abstand von 10,5 m erstellt. Die Hauptträgerquerschnitte werden so bemessen, daß sie sowohl den statischen Erfordernissen des I. Ausbaues (durchlaufender Träger) genügen, als auch beim II. Ausbau (Stabbogen ohne Zwischenpfeiler) die halben Stabkräfte des endgültigen Systems aufnehmen können.

Für den Parallelträger wird in Abweichung von Entwurf f) eine Linienführung vorgeschlagen, bei der der Obergurt an den Enden so weit abgechrägt ist, daß er beim II. Ausbau die Enden der Stabbogen-Parabel bildet. Es kann aber auch die Form von Entwurf f) gewählt werden. Durch die erstere Anordnung wird der spätere (Horizontal-) Schub nicht allein in die beide Gurtungen geleitet. Die Systemhöhe des Parallelträgers beträgt wieder 10 m, die Stützweite der einzelnen Öffnungen 91,3 m; jede Öffnung

umfaßt 10 Fache von je 9,13 m (Abb. 43). Als Ausfachungssystem wird vorgeschlagen, nur den einfachen Strebenzug zu verwenden, weil dieser bei der späteren Verdoppelung der Tragwände wegen der dann entstehenden großen Leibungstiefe ein besseres Bild ergibt als das Rautenfachwerk mit seiner größeren Anzahl von Streben. Für die Gurtungen genügt wegen ihrer späteren vierwandigen Ausbildung im Gegensatz zu Entwurf e) und f) eine Stehblechhöhe von 900 mm, wodurch auch die Nebenspannungen geringere Werte erreichen (Abb. 44). Die Diagonalen, für die die Stabkräfte des I. Ausbaues maßgebend sind, erhalten Breiten von 700 bis 480 mm. Die Pfosten sind so ausgebildet, daß die spätere Verbindung mit den neu anzufügenden Hauptträgern ohne Änderung an den Nietverbindungen der alten Hauptträger möglich ist.

Die Ausbildung der Fahrbahnkonstruktion ist die gleiche wie bei den vorherbeschriebenen Entwürfen. Bemerkenswert ist, daß für die Querträger die Bemessung nach der Stützweite des I. Ausbaues = 10,5 m genügt (Abb. 45); beim II. Ausbau werden sie Glieder der an allen Punkten angeordneten Portalrahmen, wodurch sich infolge der Einspannung in die Doppelpfosten trotz der vergrößerten theoretischen Stützweite = 12,0 m keine größeren Momente ergeben als beim I. Ausbau.

Die Aufnahme und Übertragung der auf den durchlaufenden Parallelträger treffenden Windlasten geschieht durch zwei in den Ebenen der Ober- und Untergurte liegende Windverbände (Abb. 46), die ebenfalls durchlaufende Träger sind. Besonders kräftig ausgebildete Windportale (Abb. 47) sind über den Pfeilern und neben den Widerlagern angeordnet.

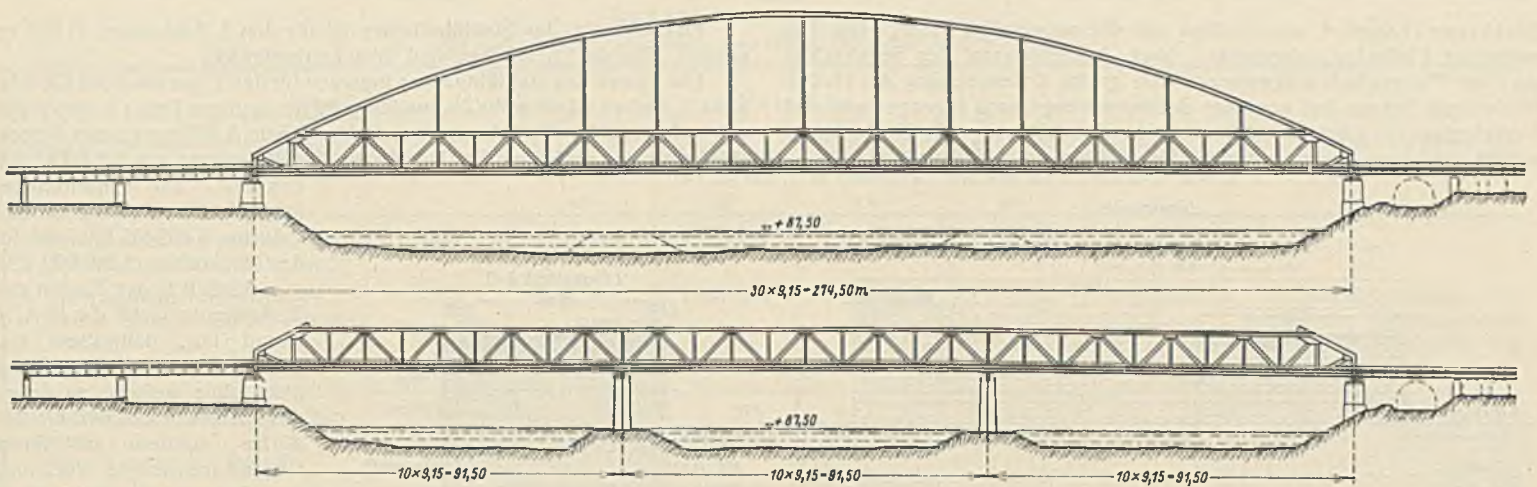


Abb. 50. Ansicht der Brücke
oben: mit freihängenden Trägern der pfeilerlosen Brücke (II. Ausbau der Etappenbrücke)
unten: mit durchlaufenden Trägern der Pfeilerbrücke (I. Ausbau).

Die Montage des I. Ausbaues geschieht in den beiden Außenöffnungen auf fester Rüstung, in der Mittelöffnung mittels Freivorbauens, wobei die Schiffahrtöffnungen in der vorgeschriebenen Weise freigehalten werden (Abb. 48).

Zum Ausgleich etwa eintretender Senkungen der Pfeiler und Widerlager sind geeignete Vorkehrungen getroffen.

II. Ausbau.

Beim II. Ausbau werden zunächst im Abstände von je 1,5 m von den bestehenden Tragwänden neue, gleich stark bemessene Hauptträger erstellt, so daß der Mittenabstand der dadurch entstandenen Doppelhauptträger sich von 10,5 auf 12 m vergrößert. Diese neuen Hauptträger werden in genau derselben Weise montiert wie seinerzeit die alten Tragwände, jedoch noch nicht mit diesen verbunden. Da das Eigengewicht der neuen Hauptträger nur rd. 4,0 t/m beträgt, die alten Hauptträger aber außer ihrem eigenen Gewicht noch dasjenige der Fahrbahn sowie der Wind- und Querverbände, zusammen 6,13 t/m tragen, wird ein Ausgleich dieser verschiedenen Belastungen dadurch vorgenommen, daß die neuen Hauptträger um die Hälfte der Differenz, nämlich $\frac{2,13}{2} = 1,07$ t/m belastet und die bestehenden Hauptträger um den gleichen Betrag entlastet werden. Zu diesem Zweck werden an jedem zweiten Pfosten zwischen den Querverbindungen der späteren Doppelpfosten — die vorläufig infolge nur einseitigen Anschlusses je an einem der beiden Hauptträger als Konsolen wirken — Druckwasserpressen eingebaut und damit während einer Betriebspause jeweils Knotenlasten von $1,07 \times 18,26 = \pm 20$ t eingeleitet. Nach Übertragung dieser Kräfte haben beide Einzelhauptträger die gleiche Belastung aus ständiger Last, so daß die Verbindung zwischen ihnen geschlossen werden kann. Diese Ausgleich- und Anschlußarbeiten sollen unter sorgfältiger Vorbereitung in einer Betriebspause an beiden Doppelhauptträgern gleichzeitig vorgenommen werden. Die neuen Doppelhauptträger übernehmen nunmehr auch die bisher von den inneren Einzelhauptträgern allein getragene Verkehrslast zu gleichen Anteilen (Abb. 49).

Auf die so entstandenen Doppelhauptträger, die noch auf den Zwischenpfeilern ruhen, werden nunmehr die Hängestäbe, Bogengurte und der Bogenwindverband aufgebaut. Vor dem Schließen der Stabbogen werden die Pfeilerstützpunkte um das Maß der späteren Absenkung vorübergehend angehoben. Die Bogen werden nunmehr in spannungslosem Zustande geschlossen. Durch Entfernung der Pfeilerauflager geht das bisherige System des durchlaufenden Trägers in das System des versteiften Stabbogens über. Der dabei eintretenden Absenkung ist durch das vorhergegangene Anheben um das gleiche Maß Rechnung getragen, so daß die Fahrbahn wieder in die vorgeschriebene ursprüngliche Lage zu liegen kommt.

Der Betrieb bleibt während der ganzen Bauzeit des II. Ausbaues aufrecht erhalten.

Die Stabbogen erhalten mit Rücksicht auf den Anschluß an die Versteifungsträger wie diese eine vierwandige Ausbildung und eine Stahleblechhöhe von 1,20 m. Die alle 18,26 m angeordneten Hängestangen sind mittig an Stabbogen und Versteifungsträger angeschlossen (Abb. 50, ferner 49).

Bezüglich der von der Firma Grün & Bilfinger vorgeschlagenen Gründung der Widerlager sei auf Entwurf f) verwiesen. Die Verlängerung der bestehenden Stropfpfeiler und ihre Sicherung während der Gründung des neuen Teiles sei nachstehend kurz erläutert. Mit Rücksicht auf die Standsicherheit der bestehenden Brücke während der Bauzeit wird wie

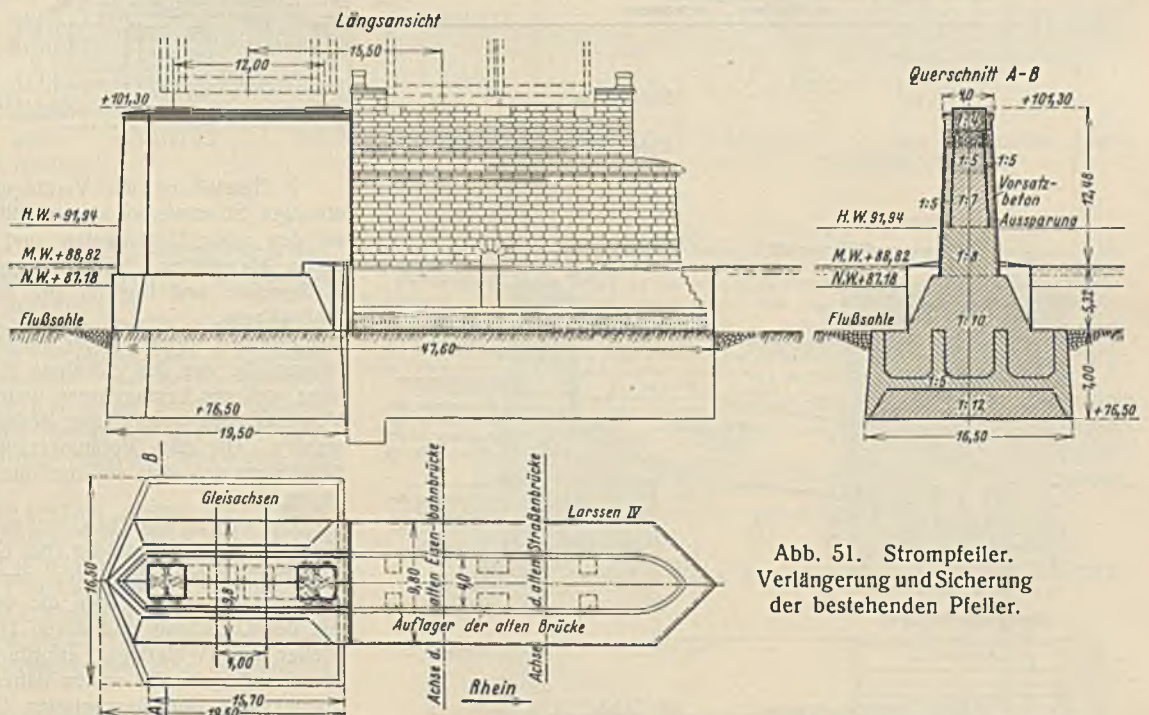


Abb. 51. Stropfpfeiler.
Verlängerung und Sicherung der bestehenden Pfeiler.

bei den Widerlagern Senkkastengründung, jedoch mit einer Gründungstiefe auf Kote 74,5 bzw. 76,5 vorgeschlagen.

Bevor die neue Baugrube vor dem bestehenden Pfeiler in Angriff genommen wird, geschieht die Einrammung einer Larssen-Spundwand rings um den alten Pfeiler, wobei die Grundfläche für die neue Baugrube der Pfeilerverlängerung mit eingeschlossen wird. Auf diese Weise wird eine Gefährdung der bestehenden Pfeiler ausgeschlossen und diese dadurch so gesichert, daß auch auf die das Fahrwasser einengenden Steinschüttungen verzichtet werden kann, was für die Schiffahrt von großer Bedeutung ist (Abb. 51).

Nach Absenken des Wasserspiegels innerhalb der von der Spundwand umschlossenen Baugrube wird das Mauerwerk der Pfeilervorköpfe sowie Pfahlrost und Pfähle bis auf Kote 85 entfernt und unmittelbar an der entstandenen Pfeilerstirn eine 13 m lange Larssen-Querspundwand eingeschlagen, so daß der unter dem alten Pfeiler vorhandene Erdkörper für sich ganz umschlossen ist. Auf Höhe 85 wird nunmehr der neue

Senkkasten betoniert und sodann auf die notwendige Tiefe, etwa 7 m unter der Flußsohle, abgesenkt. Nach Ausbetonieren des Senkkastens wird der Pfeilerschaft aufgemauert. Die größte Bodenpressung der Pfeilerfundamente beträgt bei normaler Beanspruchung durch Eigengewicht und Verkehrslast rd. 4 kg/cm². Während der Durchführung des II. Ausbaues erhöht sich diese Pressung vorübergehend bis auf 5,3 kg/cm².

Das Gewicht des Stahlüberbaues ist für den I. Ausbau zu 3140 t ermittelt. Für den II. Ausbau sind 4960 t erforderlich.

Die Kosten des Stahlüberbaues betragen für den I. Ausbau 1 893 420 RM; beim II. Ausbau wären unter Zugrundelegung der heutigen Preise 3 100 000 RM aufzuwenden. Die Unterbaukosten sind von Grün & Bilfinger unter Berücksichtigung des sofortigen Fertigausbaues der Widerlager mit 2 599 045 RM ermittelt. Die Gesamtkosten betragen danach für den I. Ausbau 4 492 465 RM und für den II. Ausbau 3 340 000 RM.

Bezüglich der Kosten des II. Ausbaues weist die M.A.N. darauf hin, daß diese erst später aufzuwendenden Kosten nicht ohne weiteres zu denen des I. Ausbaues addiert werden dürfen, sondern mit ihrem Gegenwartwert in Rechnung gestellt werden müssen. Es sei in dieser Hinsicht auf die im Abschnitt B. 1. folgenden Ausführungen verwiesen.

B. Gegenüberstellung der Entwürfe.

1. Kostenvergleich.

Die für den nachfolgenden Kostenvergleich gebildeten Summen erstrecken sich nur auf die eigentliche Strombrücke ohne Nebenöffnungen und Anschlußbauwerke. Sie schließen ein:

1. Herstellung, Lieferung frei Baustelle und Aufstellung des Überbaues der Strombrücke von 270 m Lichtweite zwischen den Widerlagern ohne Deckanstrich, ohne Gleisoberbau, Fahrbahn- und Fußwegabdeckung und ohne Wahrschaudienst während der Bauzeit;

2. Herstellung der Verlängerung der Widerlager (Landpfeiler) und etwaiger Stropfpfeiler einschließlich der Abbruch- und Anschlußarbeiten an den alten Unterbauten und einschließlich Lieferung der erforderlichen Materialien. Nicht eingeschlossen sind der Abbruch der alten Steinportale und die für die Sicherung der alten Pfeiler notwendigen Maßnahmen.

Für den Vergleich der verschiedenen Entwurfgruppen und Lösungen können die von den einzelnen Firmen angegebenen Kostensummen nicht ohne weiteres herangezogen werden, sondern soweit es für den Vergleich von wesentlicher Bedeutung ist, auf gleiche Grundlage gestellt werden. Die erste Voraussetzung ist hierbei, daß die zu vergleichenden Kostensummen sich auf den gleichen Liefer- und Arbeitsleistungen aufbauen.

Um dies zu erreichen, war es bei den für die Überbauten angegebenen Kostenbeträgen notwendig, bei einzelnen Entwürfen noch die Fracht der Konstruktionsteile vom Werk zur Baustelle zuzuschlagen.

Im Unterbau weichen die einzelnen Entwürfe sowohl bezüglich der Art der Gründung und deren Durchbildung, wie in den für die alten Pfeiler und Widerlager erforderlichen Sicherungsmaßnahmen erheblich voneinander ab. Es schien daher zweckmäßig, nur die beiden am vollkommensten durchgearbeiteten Gründungsvorschläge der Firmen Wayss & Freytag und Grün & Bilfinger für den Kostenvergleich in Betracht zu ziehen. Die Firma Wayss & Freytag sieht Gründung mit ortsfesten Senkkasten, die Firma Grün & Bilfinger Gründung mit absenkbaaren Senkkasten vor. In der nachfolgenden Zusammenstellung sind für alle Entwürfe die Kostensummen nach beiden Gründungsarten gebildet.

Danach ergeben die auf gleiche Grundlage gestellten Kostensummen der einzelnen Entwürfe folgendes (vgl. Zusammenstellung auf nebenstehender Seite):

Aus der vorstehenden Zusammenstellung ergibt sich für den derzeitigen Aufwand von selbst, daß die „Pfeilerbrücken“ — ohne Ausbaumöglichkeit — am billigsten und die „pfeilerlosen Brücken“ am teuersten sind. Die billigste „Etappenbrücke“ nach Entwurf i) steht mit dem I. Ausbau in der Mitte und stellt sich, wenn die Kosten des II. Ausbaues auf den Gegenwartwert zurückgeführt werden, auch im endgültigen Bauzustande billiger als die sofort gebauten Pfeilerlosen Brücken.

Bei der Gruppe „Pfeilerbrücken“ ist der Entwurf a) erheblich billiger als Entwurf b).

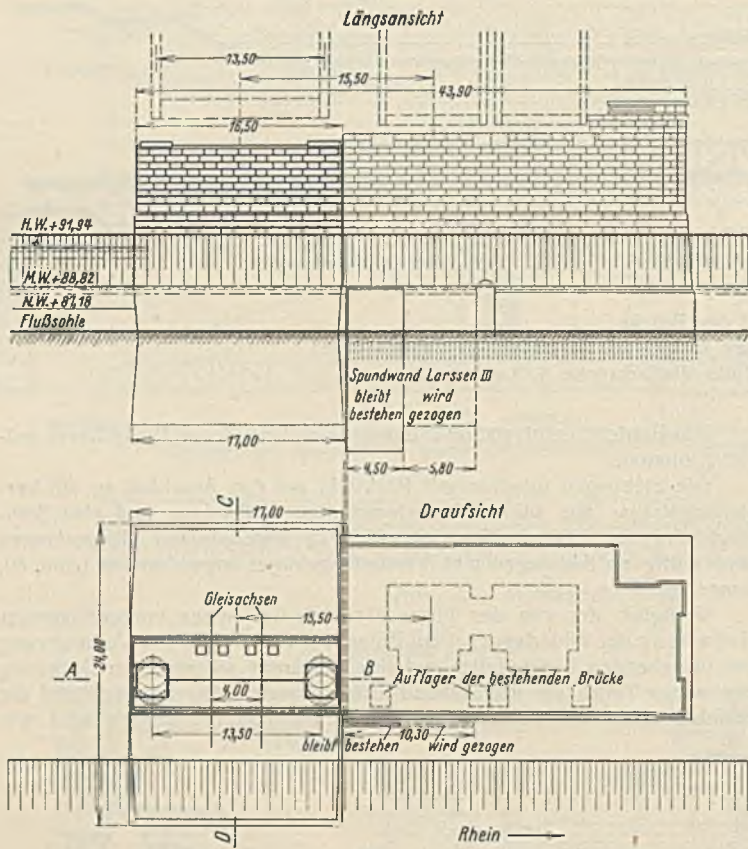


Abb. 52. Linkes Widerlager.

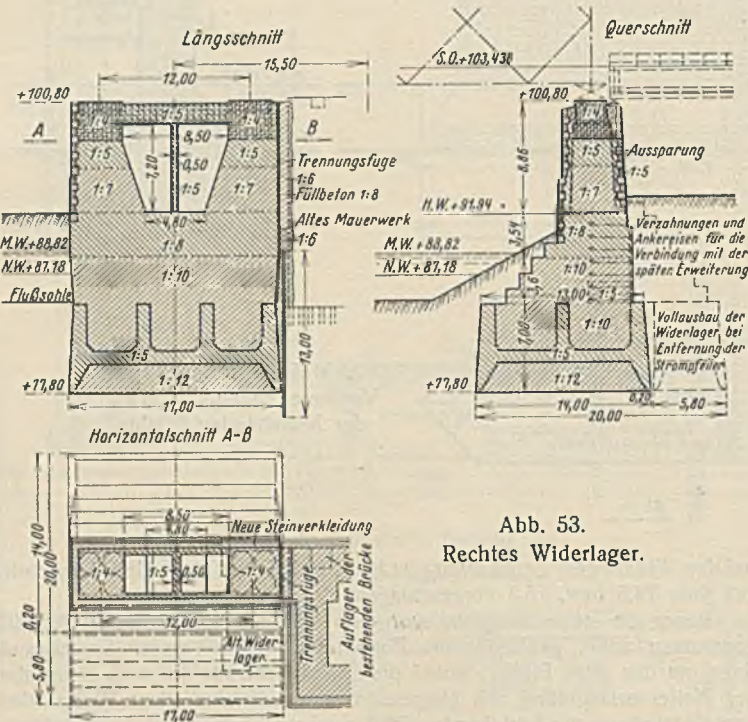
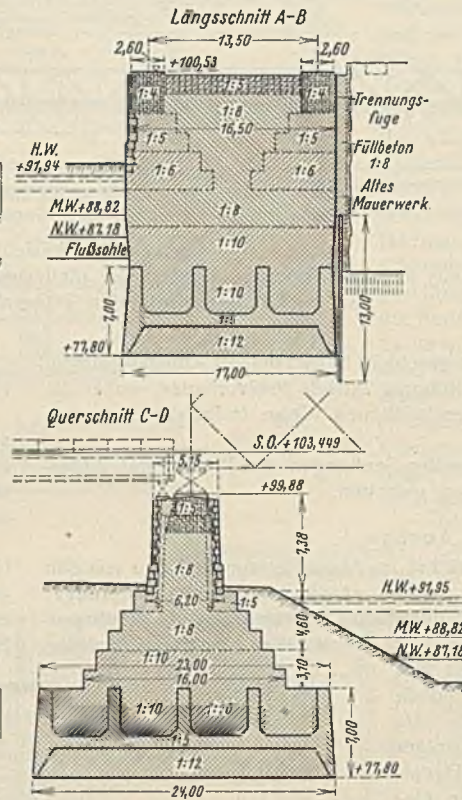


Abb. 53. Rechtes Widerlager.

Bezüglich der Widerlager macht die Firma Grün & Bilfinger den Vorschlag, sie zunächst nur für die Erfordernisse des I. Ausbaues zu bemessen und sie später für die höheren Auflagerdrücke des Endzustandes durch Anfügen neuer Senkkasten auszubauen. Diesem Vorschlag kann nicht zugestimmt werden. Es dürfte jedoch die sofortige Herstellung der Widerlager für den Endzustand vorzuziehen sein, da eine spätere Ergänzung unverhältnismäßig hohe Aufwendungen erfordern würde. Beim nachfolgenden Kostenvergleich werden daher die für den sofortigen Fertigausbau der Widerlager angegebenen Kosten eingesetzt (Abb. 52 u. 53).

Zusammenstellung
der auf gleiche Grundlage gestellten Gewichte und Kosten.

Entwurfsbezeichnung und Name der mit der Durcharbeitung betrauten Firma	Überbau		Unterbau		Gesamtkosten		Bemerkungen	
	Gewicht	Kosten	nach Wayss & Freytag	nach Grün & Bilfinger	mit Unterb. nach W. & Fr.	mit Unterb. nach Gr. & B.		
	t	RM	RM	RM	RM	RM		
1. Pfeilerbrücken	a) Durchlaufender Fachwerkträger (Gesellschaft Harkort, Duisburg)	2045	1 212 685	1 666 901	1 859 090	2 879 586	3 071 775	1) Trotz des höheren Gewichts des Stahlüberbaues sind die Unterbaukosten wie bei a) eingesetzt
	b) Durchlaufender Blechträger (Bruno Schulz, Berlin-Grüne- wald)	3550	2 257 800	1 666 901 1)	1 859 090 1)	3 924 701 1)	4 116 890 1)	
2. Pfeilerlose Brücken	c) Vollwandiger Bogen mit Zug- band (Aug. Klönne, Dortmund)	6754	4 241 512	1 522 275	1 481 080	5 763 787	5 722 592	
	d) Fachwerkbogen mit Zugband (C. H. Jucho, Dortmund)	6290	3 899 800	1 522 275	1 481 080	5 422 075	5 380 880	
	e) Versteifter Stabbogen mit 10 m Hauptträgerabstand (Louis Eilers, Hannover-Herren- hausen)	6720	4 226 880	1 522 275	1 481 080	5 749 155	5 707 960	
	f) Versteifter Stabbogen mit 13,5 m Hauptträgerabstand Rautenfachwerk Strebenfachwerk (M. A. N. Werk Gustavsburg)	6690	4 268 220	1 522 275	1 481 080	5 790 495	5 749 300	
		6580	4 158 560			5 680 835	5 639 640	
3. Etappenbrücken	g) Durchlaufender Fachwerkträger, schon beim I. Ausbau als Ver- steifungsträger des II. Ausbaues vorgesehen 2)	5125 (I. Ausbau)	3 182 625	nicht erhoben	2 844 975	—	6 027 600	2) Da die Etappenbrücken g) und h) wegen der Un- wirtschaftlichkeit des I. Aus- baues kaum in Frage kom- men, wurden Kosten für den II. Ausbau nicht erhoben
	h) desgleichen 2) (M. A. N. Werk Gustavsburg)	4810 (I. Ausbau)	2 866 760 (Rautenfach- werk)	—	2 844 975	—	5 711 735	
	i) Aus dem durchlaufenden Fach- werkträger des I. Ausbaues ent- steht der Versteifungsträger des II. Ausbaues durch Verdoppe- lung der Hauptträger (M. A. N. Werk Gustavsburg)	3140 (I. Ausbau)	1 893 420	2 340 275	2 599 045	4 233 695	4 492 465	
		4960 (II. Ausbau)	3 100 000	200 000	240 000 3)	3 300 000 3)	3 340 000	

Bei der Gruppe „pfeilerlose Brücken“ zeigt sich, daß zwischen den Untergruppen „Bogenbrücken“ und „versteifte Stabbogen“ der Kostenunterschied nicht von ausschlaggebender Bedeutung ist.

Bei der Gruppe „Etappenbrücken“ sind naturgemäß die Lösungen am teuersten, die wie Entwurf g) und h) die Hauptträger des I. Ausbaues schon in der Stärke des II. Ausbaues vorsehen. Diese beiden Entwürfe sind daher auch um rd. 1,5 bis 1,2 Mill. RM teurer als die billigste Etappenbrücke nach Entwurf i), bei der die Hauptträger des I. Ausbaues erst beim II. Ausbau auf die dann erforderliche doppelte Stärke gebracht werden.

Wie schon bei der Entwurfbeschreibung erwähnt, mußten die Etappenbrücken g) und h) auch deshalb ausscheiden, weil die schon für den I. Ausbau aufzuwendenden Kosten gegenüber der Pfeilerlosen Brücke keine Ersparnis bringen, im Falle g) sogar höher sind als diese. Die günstigste Etappenbrücke nach Entwurf i) stellt sich im I. Ausbau um rd. 1,35 Mill. RM teurer, als die Pfeilerbrücke ohne Ausbaumöglichkeit nach Entwurf a) und um rd. 1,56 Mill. RM billiger als der sofortige Bau einer Pfeilerlosen Brücke gleichen Systems nach Entwurf f).

Danach kommt von der Gruppe „Etappenbrücken“ nur der Entwurf i) in Frage. Was die Gesamtkosten des Endzustandes bei dieser Lösung betrifft, so dürfen nach den Ausführungen der M. A. N. zur Beurteilung der Gesamtkosten die Kosten des I. und II. Ausbaues nicht ohne weiteres addiert, sondern es müssen die Kosten des späteren II. Ausbaues auf ihren Gegenwartswert zurückgeführt werden, wofür in der nachfolgenden „Graphischen Darstellung“ die einzelnen Werte angegeben sind (Abb. 54).

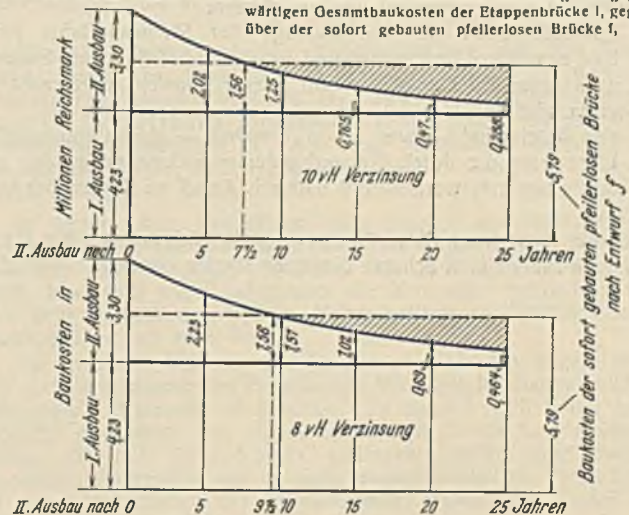
Der I. Ausbau der Etappenbrücke i) bringt gegenüber dem sofortigen Bau der Pfeilerlosen Brücke eine Ersparnis von rd. 1,56 Mill. RM. Wird dieser ersparte Betrag verzinslich angelegt, so wächst er bei 10%iger Verzinsung bereits nach 7 1/2 Jahren auf die für den II. Ausbau benötigte Summe von rd. 3,3 Mill. RM an. Tritt die Notwendigkeit des Ausbaues zur Pfeilerlosen Brücke beispielsweise erst nach 20 Jahren ein, so ist heute dafür nur ein Bruchteil des obigen ersparten Betrages bereitzustellen und auf Zinsen zu legen, nämlich nur 0,47 Mill. RM, d. h. mit einer heutigen Bereitstellung von 4,23 + 0,47 = 4,7 Mill. RM kann auf dem Wege über die Etappenbrücke i) nach Verlauf von 20 Jahren das gleiche

Die unteren Ordinaten stellen die heute tatsächlich zu verausgabenden Baukosten des I. Ausbaues dar.

Die oberen Ordinaten stellen die auf den Gegenwartswert zurückgeführten Baukosten des II. Ausbaues dar. Der Gegenwartswert verringert sich entsprechend der Zunahme des zeitlichen Abstandes zwischen den beiden Bauabschnitten.

Zum Vergleich ist der Wert des für einen sofortigen Bau einer Pfeilerlosen Brücke erforderlichen Baukapitals dargestellt. Die Differenz der entsprechenden Ordinaten läßt die wirtschaftliche Überlegenheit der „Etappenbrücke“ erkennen.

Die schraffierte Fläche stellt die fortschreitend zunehmende Minderung der gegenwärtigen Gesamtbaukosten der Etappenbrücke I, gegenüber der sofort gebauten Pfeilerlosen Brücke I, dar.



Der Gegenwartswert der Baukosten des II. Ausbaues ist bei 10%iger Verzinsung nach 7 1/2 Jahren, bei 8%iger Verzinsung nach 9 1/2 Jahren gleich der heutigen Ersparnis des I. Ausbaues der Etappenbrücke I, gegenüber der sofort gebauten Pfeilerlosen Brücke I.

Abb. 54. Darstellung der Baukosten für die Etappenbrücke nach Entwurf „i“.

Endziel — die Pfeilerlose Brücke — erreicht werden, wie bei Aufwendung von rd. 5,8 Mill. RM für den sofortigen Bau der Pfeilerlosen Brücke gleichen Systems. Der Gegenwartswert der Baukosten des Endzustandes

der Etappenbrücke ist also in diesem Falle erheblich geringer als der Kostenbetrag für den sofortigen Bau der Pfeilerlosen Brücke und wird mit einer weiteren zeitlichen Hinausschiebung des II. Ausbaues fortschreitend günstiger.

Dabei darf nicht übersehen werden, daß der tatsächliche Kostenverbrauch für den I. Ausbau der Etappenbrücke nur 4,23 Mill. RM beträgt, und daß, falls die Notwendigkeit des Ausbaues zur Pfeilerlosen Brücke überhaupt nicht eintritt, das dafür festgelegte Kapital frei wird, während beim sofortigen Bau der Pfeilerlosen Brücke der gegenüber dem I. Ausbau der Etappenbrücke i) erforderliche Mehraufwand von 1,56 Mill. RM nutzlos aufgewendet wäre.

2. Vergleich der Entwürfe in technischer und schönheitlicher Hinsicht.

Die eingehende Überprüfung der von den verschiedenen Firmen durchgearbeiteten Entwürfe hat ergeben, daß außer dem wegen der großen Durchbiegungen der Blechträger nicht geeigneten Entwurf b) alle Entwürfe bezüglich der Überbauten den technischen Anforderungen mehr oder weniger genügen und — abgesehen von einigen unwesentlichen Änderungen — der Ausführung zugrunde gelegt werden könnten. Bei der Gruppe „Pfeilerlose Brücken“ dürfte beim Vergleich zwischen den Untergruppen „Bogenbrücken“ und „versteifte Stabbogen“ die letztere vorzuziehen sein. Bei dem hier vorliegenden Fall größter Ausmaße in Belastung und Stützweite muß der erhöhten Steifigkeit dieses Systems infolge der Anordnung des Versteifungsträgers in Fahrbahnnähe und seiner gleichbleibenden und reichlich bemessenen Höhe besondere Wichtigkeit beigegeben werden.

Bezüglich des Unterbaues erscheinen die von den Firmen Wayss & Freytag und Grün & Bilfinger eingereichten Vorschläge wegen ihrer sorgfältigen Durcharbeitung und der sachgemäßen Maßnahmen in der Gründung der neuen und Sicherung der alten Teile der Widerlager und Pfeiler für die Ausführung am geeignetsten.

Was die Beurteilung der Entwürfe in schönheitlicher Hinsicht betrifft, so wird auf das Urteil des Preisgerichtes beim Skizzenwettbewerb verwiesen. Dieses hat unter den „Pfeilerbrücken“ dem Parallelfachwerkträger des Entwurfes Krabbe den II. Preis erteilt; unter den „Pfeilerlosen Brücken“ wurde der mit dem III. Preis ausgezeichnete Entwurf der M. A. N. und der an erster Stelle angekaufte Entwurf der Firma Eilers — beides versteifte Stabbogen — vor dem einzigen erst an zweiter Stelle angekauften Entwurf einer Bogenbrücke mit Zugband der Vorzug gegeben und schließlich einer „Etappenbrücke“, die im Endzustande gleichfalls einen versteiften Stabbogen vorsieht, der I. Preis erteilt.

3. Vergleich der Entwürfe in verkehrstechnischer, insbesondere schiffahrtstechnischer Hinsicht.

Die den Zweck der neuen Eisenbahnbrücke bildende Überbrückung des Rheines zur Überführung der Eisenbahnlinie Ludwigshafen—Mannheim wird von allen Entwurfsgruppen und Lösungen in gleicher Weise erfüllt, gleichviel ob die neue Brücke mit oder ohne Zwischenpfeiler ausgeführt wird. Ohne die Notwendigkeit, auch andere Verkehrsbelange zu berücksichtigen, würde die Wahl der Brückenart vom Standpunkte der Wirtschaftlichkeit allein getroffen werden können.

Die Rücksichtnahme auf die Belange der Rheinschiffahrt jedoch erfordert hier besondere Beachtung, und es seien die einzelnen Entwurfsgruppen nach ihrer Zweckmäßigkeit in dieser Hinsicht untersucht und miteinander verglichen.

Die alte Brücke hat — wie schon erwähnt — drei Öffnungen von rd. 87 m Lichtweite, die durch die vorhandenen Steinwürfe an den alten Pfeilern stark eingeengt werden und dadurch Anlaß zu Klagen der Schifffahrt geben.

Durch die Entfernung dieser Steinwürfe, die sich infolge der für den Bau der neuen Pfeiler zum Schutze der alten Pfeiler ohnehin notwendigen

Sicherungsmaßnahmen leicht ermöglichen läßt, wird schon eine wesentliche Verbesserung des Fahrwassers unter der Brücke erzielt werden. Ob darüber hinaus eine weitere Verbreiterung des Durchfahrtraumes erforderlich wird, hängt von der Beurteilung der künftigen Entwicklung der Schifffahrt ab. Jedenfalls würde die Durchführung einer solchen Verbreiterung erst dann Bedeutung gewinnen, wenn die alte Brücke durch einen Neubau ersetzt werden muß. Bis dahin wäre es also auch für die Schifffahrt belanglos, ob die neue Eisenbahnbrücke mit oder ohne Zwischenpfeiler gebaut würde. Es dürfte daher bedenklich erscheinen, die neue Brücke heute schon als Pfeilerlose Brücke zu bauen, da deren Vorteil für die Schifffahrt sich erst auswirken kann, wenn auch die alte Brücke durch einen Pfeilerlosen Neubau ersetzt wird. Der auf eine unbestimmte Zeit nutzlose Mehraufwand von Kosten würde heute kaum zu rechtfertigen sein.

Solange die alte Brücke mit ihren Zwischenpfeilern besteht, wird daher der Bau der Eisenbahnbrücke als Pfeilerbrücke für die Schifffahrt keine Verschlechterung des jetzigen Zustandes bedeuten, wobei vorausgesetzt werden darf, daß der geringe Nachteil der längeren Pfeiler durch die Entfernung der Steinwürfe mehr als ausgeglichen wird. Glaubt man jedoch, die Entwicklung der Schifffahrt so beurteilen zu müssen, daß spätestens beim Zeitpunkte des Neubaus der alten Brücken eine Verbreiterung der Durchfahröffnungen über deren jetzige Größe hinaus notwendig wird, so dürfte der Bau der neuen Brücke als Etappenbrücke am vorteilhaftesten erscheinen, da diese sich dem gegenwärtigen Zustande anpaßt, aber auch veränderten künftigen Verhältnissen jederzeit anpassen läßt.

Schlußbetrachtung.

Die Entscheidung der Brückenfrage ist inzwischen zugunsten der billigsten Lösung, der nicht ausbaufähigen Pfeilerbrücke nach Entwurf a), gefallen. Damit ist in erster Linie der derzeitigen schwierigen Finanzlage der an der Kostentragung beteiligten Stellen Rechnung getragen worden.

Die Frage, ob mit dem für die neue Eisenbahnbrücke nunmehr bestimmten System des parallelgurtig durchlaufenden Fachwerkträgers oder mit einer der beiden weitgespannten Bogenbrücken oder schließlich mit einer als versteifter Stabbogen errichteten weitgespannten Brücke der beste Zusammenklang mit den beiden dicht nebeneinander stehenden alten Brücken — parallelgurtige Pfeilerbrücken — erzielbar ist, kann wegen seiner Grundsätzlichkeit an Hand des im Jahre 1924 von der Akademie des Bauwesens bezüglich des seinerzeit unter ähnlichen Verhältnissen über die Norderelbe in Hamburg durchzuführenden Umbaus einer viergleisigen Eisenbahnbrücke abgegebenen Gutachtens¹⁾ beantwortet werden. Dieses besagt: . . . „An sich ist der Eindruck von drei dicht nebeneinander liegenden eisernen Brücken, deren Tragkonstruktion über der Fahrbahn liegt, infolge der Unruhe, die für das Auge durch die sich vielfach überschneidenden Eisenstäbe und namentlich der Diagonalverbände entsteht, wenig erfreulich. Da im vorliegenden Fall eine Verlegung der Eisenbahnbrücken in weitere Entfernung von der im Bau befindlichen Straßen- und Hochbahnbrücke nicht angängig erscheint, so wird man dahin streben müssen, die Eisenbahnbrücken möglichst gleichartig mit der Straßenbrücke zu gestalten, damit sie dann zusammen aus der Ferne gesehen wie ein einziges breites Brückenbauwerk wirken. . . .“

Die Vorbereitungen für die Bauausführung sind nunmehr aufgenommen worden und in vollem Gang, so daß mit einer baldigen Fertigstellung der neuen Brücke gerechnet werden kann.

Die Ausführung der Überbauten wurde den Firmen M. A. N., Werk Gustavsburg, und Eisenwerk Kaiserslautern, die Ausführung der Unterbauten der Firma Grün & Bilfinger in Mannheim übertragen.

¹⁾ S. Bautechn. 1924, Heft 8, S. 57: Umbau der Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg von Dr.-Ing. chr. Schaper; 1929, Heft 43, S. 663: Die neue viergleisige Eisenbahnbrücke über die Norderelbe in Hamburg von Reichsbahn-Oberrat Blunck in Altona.