NEUE

BRÜCKENBAUTEN

IN

ÖSTERREICH UND UNGARN

NEBST EINEM ANHANGE

DIE ÜBERBRÜCKUNG DES DONAUTHALES BEI CERNAVODA IN RUMÄNIEN

VON

MAX FOERSTER

REGIERUNGSBAUMEISTER
ETATSM. AUSSERORD. PROFESSOR FÜR BAUINGENIEUR-WISSENSCHAFTEN AN DER KGL. SÄCHS. TECHN. HOCHSCHULE ZU DRESDEN

MIT 193 TEXTABBILDUNGEN UND 25 LITHOGR. TAFELN

LEIPZIG
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1899.

NEUE BRÜCKENBAUTEN

IN

ÖSTERREICH UND UNGARN

NEBST EINEM ANHANGE

DIE ÜBERBRÜCKUNG DES DONAUTHALES BEI CERNAVODA IN RUMÄNIEN

VON

MAX FOERSTER

REGIERUNGS-BAUMEISTER

ETATSM. AUSSERORD. PROFESSOR FÜR BAUINGENIEUR-WISSENSCHAFTEN AN DER KGL. SÄCHS. TECHN. HOCHSCHULE ZU DRESDEN

MIT 193 TEXTABBILDUNGEN UND 25 LITHOGR. TAFELN

LEIPZIG

VERLAG VON WILHELM ENGELMANN

1899.

Königliche Technische Hochschule zu Berlin. Louis Boissonnet-Stiftung 1898.

NEUE BRÜCKENBAUTEN

IN

ÖSTERREICH UND UNGARN

NEBST EINEM ANHANGE

DIE ÜBERBRÜCKUNG DES DONAUTHALES BEI CERNAVODA IN RUMÄNIEN

VON

MAX FOERSTER

REGIERUNGS-BAUMEISTER

ETATSM. AUSSERORD. PROFESSOR FÜR BAUINGENIEUR-WISSENSCHAFTEN AN DER KGL. SÄCHS. TECHN. HOCHSCHULE ZU DRESDEN

MIT 193 TEXTABBILDUNGEN UND 25 LITHOGR. TAFELN

LEIPZIG

VERLAG VON WILHELM ENGELMANN

1899.

Druck der Kgl. Universitätsdruckerei von H. Stürtz in Würzburg.

VORWORT.

Obwohl in unserer deutschen technischen Litteratur die bemerkenswerteren der österreichischen und ungarischen Bauausführungen in der Regel ausreichend besprochen zu werden pflegen, dürfte es doch schwierig sein, sich über die technischen Leistungen unseres Nachbarstaates aus den vielen verstreuten Angaben ein abschliessendes Urteil zu bilden, im besonderen dann, wenn es sich um Sondergebiete des Baufaches handelt.

Dies gilt nicht zum wenigsten von den österreichischen und ungarischen Brückenbauten, vornehmlich von den neueren Ausführungen. Gerade hier findet sich viel des Interessanten und Bemerkenswerten, wenn auch nicht zu verkennen ist, dass, im besonderen in Österreich, noch mancher Schritt vorwärts gethan werden muss, um — vorwiegend mit Hinsicht auf die Durchbildung der Eisenbauten — die Höhe zu erreichen, auf der z. Z. hierin die deutsche Technik steht; gilt es doch gerade in Österreich noch heut viel von dem abzustreifen, was zwar wohl altbewährt, aber durch besseres schon überholt ist, damit nicht das Wort hier Geltung finde, dass das Gute der Feind des Besseren ist. Es soll aber auch nicht verkannt werden, dass die politischen Verhältnisse Österreichs vielfach hindernd auf eine schnelle Entwickelung der einzelnen Zweige der Technik eingewirkt haben, vor allem die Vielgestaltigkeit der Behörden, die grosse Anzahl von Eisenbahngesellschaften und die Selbstverwaltung der einzelnen Landesteile. Jetzt, woselbst durch Gründung eines K. K. Eisenbahnministeriums auf der einen Seite, auf der anderen durch Einrichtung eines Centralbureaus für den Bau von Strassenbrücken unter dem Ressort des Ministeriums des Innern Mittelpunkte für eine einheitliche Bearbeitung der Fragen brückenbaulicher Natur geschaffen sind, dürfte einer gedeihlichen und stetigen Fortentwickelung mit Sicherheit entgegen gesehen werden können - um so mehr als hierzu die Verhältnisse günstig und eine Anzahl der neusten Bauten einen nicht unbeträchtlichen Fortschritt erkennen lassen. Es sei aber nicht vergessen, dass aus der grossen Reihe weniger bemerkenswerter Bauten einzelne ganz hervorragende Werke heraustreten, z. B. der Cervena Viadukt aus den Jahren 1886—89 — eine für die damalige Zeit hochanerkennenswerte Leistung — die grossen Gewölbe auf der Bahnlinie Stanislau—Woronienka — zum Teil in ihrer Grossartigkeit heut noch nicht wieder erreicht — und andere mehr.

Mit dem Aufschwunge, den in den letzten Jahren Ungarn und hier vor allem seine Doppelresidenz genommen, ist auch wechselseitig eine entsprechende Entwickelung der Technik Hand in Hand gegangen. Die neueren hier gebauten oder in der Ausführung begriffenen Brücken — allen voran die Franz Joseph-Brücke zu Budapest — legen davon ein beredtes Zeugnis ab, wie man in Ungarn bestrebt ist, sich alle Fortschritte der technischen Wissenschaften zu eigen zu machen und das konstruktiv als zweckmässig Anerkannte mit dem Schönen zu verbinden.

In den unteren Donaustaaten finden sich mit Ausnahme der weltbekannten Überbrückung des Donauthals bei Cernavoda in Rumänien keine neueren hervorragenderen Brückenbauten. Die hier z. T. von französischen und belgischen Werken nach den dort geltenden Grundsätzen ausgeführten Konstruktionen zeigen fast durchweg einfache Formen und selten bemerkenswerte Einzelausbildungen.

Wenn in dem nachfolgenden Reiseberichte — dem als Anhang eine Beschreibung der Donauüberbrückung bei Cernavoda beigegeben ist — versucht wird, von dem jetzigen Stande des Brückenbaues in Österreich und Ungarn ein Bild zu geben und die bemerkenswerteren neueren Erscheinungen auf diesem Felde der Technik vorzuführen, so möge darauf hingewiesen werden, dass es im Rahmen der vorliegenden Bearbeitung und bei dem Umfange des österreichisch-ungarischen Brückenbaues nicht möglich ist, eine vollkommen erschöpfende Darstellung zu bieten.

Ich bitte deshalb meine deutschen Fachgenossen die vorliegende Arbeit entgegennehmen zu wollen, als das, was sie sein soll, als eine kritische Übersicht über die wesentlichsten Brückenbauten in Österreich und Ungarn.

Schliesslich will ich nicht verfehlen, meinen besonderen Dank den österreichischen und ungarischen staatlichen Behörden, sowie der Generaldirektion der rumänischen Staatsbahnen zu Bukarest für die mir zu teil gewordene Förderung abzustatten. Auch muss ich dankbar der wertvollen Ratschläge und der Unterstützung gedenken, welche mir der technische Attaché bei der kaiserl. deutschen Botschaft zu Wien, der kgl. Baurat Hr. von Pelser-Behrensberg in zuvorkommendster Weise zu teil werden liess; alsdann will ich nicht unterlassen, den grösseren Brückenbauanstalten in Österreich und Ungarn für die mir erwiesene freundliche Aufnahme zu danken, vornehmlich der Firma Jg. Gridl zu Wien, der österr. Alpinen Montan-Gesellschaft zu Graz, der Prager Brückenbauanstalt (Filiale der böhmisch-mährischen Maschinenfabrik) der Prager Maschinenbau Actien-Gesellschaft (vormals Ruston & Co.) in Prag, der Wittkowitzer Bergbau- und Eisenhütten-Gewerkschaft, der Erzherzoglichen Karlshütte zu Friedeck, der Brückenbauanstalt der Kgl. ungarischen Staatsmaschinenfabrik zu Budapest, sowie der Oberverwaltung des Eisenwerkes der priv. österreichisch-ungarischen Staatseisenbahn-Gesellschaft zu Resicza in Ungarn.

Dresden, im Februar 1899.

Professor **Max Foerster.**

INHALTS-VERZEICHNIS.

I. Eiserne Brücken.

A. Die wichtigsten grundsätzlichen Bestimmungen über die Berechnung und Herstellung eiserner Brücken in Österreich und Ungarn.

a) Eisenbahnbrücken.

I. Für **Österreich** gelten die nachfolgenden Bestimmungen:

1. Die räumliche Anordnung der Brückenbauten betreffend:

Bei oben liegender oder versenkter Fahrbahn soll zwischen der Gleisachse und dem zunächst liegenden Geländer-, bzw. Gurt oder Diagonalstab, stets ein Raum von 2,15 m bis mindestens 2,00 m über SO. vorhanden sein. Nur für vertikale Ständer und senkrechte Absteifungen ist ein kleinerer Abstand jedoch unter Wahrung des Normalprofiles gestattet.

2. Die Belastung:

Für die Berechnung der Gurtungen von Balkenträgern auf 2 Stützpunkten ist die Verkehrsbelastung als über den ganzen Träger gleichmässig verteilt anzunehmen und entsprechend der Stützweite nach der folgenden Zusammenstellung I für jedes Gleis pro lfd. m zu bemessen.

Zusammenstellung I:

Stützweite in m	Zufällige Last in t	Stützweite in m	Zufällige Last in t
1,0	30	15	7,0
1,5	20	20	6,5
2,0	15	40	5,6
2,5	13,5	80	4,4
5,0	11,5	120	3,8
10	8,5	160	3,4

Zwischenwerte sind gradlinig einzusetzen.

Für Berechnung der Gurtungen durchgehender Träger ist diese Zusammenstellung ebenfalls zu verwenden, hier natürlich unter Berücksichtigung der die grössten Biegungsmomente im Einzelfalle ergebenden Laststellungen.

Für die Berechnung der Gitterstäbe einfacher Balkenbrücken sind die durch zufällige Belastung hervorgerufenen Querkräfte für jeden Brückenquerschnitt unter der Annahme einer nur zwischen diesem und dem Auflager aufgebrachten gleichförmigen Verkehrsbelastung zu bestimmen. Die Grösse dieser — unabhängig von der Stützweite der Brücke — ist aus Zusammenstellung II zu entnehmen.

Zusammenstellung II:

Länge des belasteten Brückenteils in m	Zufällige Last für 1 lfd. m Gleis in t	Länge des belasteten Brückenteils in m	Zufällige Last für 1 lfd. m Gleis in t
1,0	30	15	8,5
1,5	25	20	7,6
2,0	20	40	6,2
2,5	18	80	4,8
5,0	14	120	4,0
10,0	10	160	3,5

Auch hier ist für zwischenliegende Längen gradlinig zu interpolieren.

Bei Berechnung der Gitterstäbe von Trägern auf mehr als 2 Stützen sind, unter Berücksichtigung der gefährlichsten Laststellung, innerhalb der betrachteten Öffnung die zufälligen Lasten nach Zusammenstellung II, ausserhalb derselben noch Tabelle I einzuführen.

Für alle anderen Konstruktionen sind jedoch Belastungszüge anzunehmen und derart zu wählen, dass dieselben bei den frei aufliegenden Trägern annähernd den für diese vorstehend angegebenen Belastungen entsprechen.

Der Belastungszug hat aus 3 vierachsigen Lokomotiven von je 3,6 m Gesamtradabstand und 9,5 m Länge, nebst ihren dreiachsigen Tendern (3 m Gesamtradabstand, 6,10 m Länge) sowie zweiachsigen Lastwagen (Radstand 3,0 m, Länge 7,0 m) zu bestehen.

Der Achsdruck soll bei der Maschine im allgemeinen 13 t, bei dem Tender 10 t und beim Lastwagen 8 t betragen. Bei kleineren Stützweiten sind jedoch die Einwirkungen dieses Zuges mit Rücksicht auf Achsdrücke bis zu 14 t entsprechend zu erhöhen, bei grossen Brücken jedoch zu ermässigen, da hier nicht anzunehmen ist, dass alle Achsabstände und Belastungen die ungünstigsten Werte zugleich aufweisen.

Schwellenträger sind im Sinne der vorstehenden Belastungsangaben wie Hauptträger zu behandeln, Querträger nach ihren Belastungsflächen zu berechnen.

Als Belastung durch Wind ist ein Druck von 270 kg/qm der unbelasteten, von 170 kg/qm bei der durch einen Zug beanspruchten Brücke einzuführen. Bei unbelasteter Brücke ist bei der einen Tragwand die thatsächlich vom Winde getroffene Fläche zu berechnen, bei der zweiten sind diese Werte gemäss Zusammenstellung III zu verringern.

Zusammenstellung III:

Verhältnis der offenen Maschenflächen zur Gesamtumrissfläche in der I. Tragwand	Reduktionsverhältnis für die dem Winddruck ausgesetzte Fläche der II. Tragwand
0,40	0,2
0,60	0,4
0,80	1,0

Ist die Konstruktion ohne eine elastische Zwischenlage den Stössen des Zuges direkt ausgesetzt, so sind die aus der zufälligen Belastung sich ergebenden Spannungen um 10 % zu erhöhen. Für vollspurige Bahnen, auf denen die vorgenannten vierachsigen Maschinen nicht zu verkehren pflegen, tritt gegenüber den in Zusammenstellung I und II angegebenen Belastungen eine Ermässigung ein:

a) von 20 % bei dreiachsigen Lokomotiven mit 12 t Achsdruck und 1,2 m Achsentfernung.

b) von 40 % bei dreiachsigen Tenderlokomotiven mit 8,5 t Achsdruck und 1,1 m Achsentfernung.

3. Die Inanspruchnahme der einzelnen Konstruktionsteile darf höchstens die folgenden Grenzen erreichen.

a) bei Schmiedeeisen und zwar sowohl bei Verwendung von Schweiss- als auch von Flusseisen aut Zug, Druck und Abscherung.

bei Brücken unter 40 m St. W. 700 kg + einem Zuschlag von 2 kg für jedes m Stützweite, ferner

bei Brücken von	40 m St. W.			780 kg
„ „ „	80 „	„		840 „
„ „ „	120 „	„		880 „
„ „ „	160 „	„	und mehr	900 „

Für Quer- und Längsträger haben diese Angaben sinngemässe Anwendung zu finden.

Bei Hinzufügung der durch Winddruck hervorgerufenen Spannungen darf die gesamte Beanspruchung eines Stabes höchstens auf 1000 kg/qcm gesteigert werden.

Auf Abscherung nur in einer Richtung beanspruchte Niete dürfen bis zu 600 kg, bei in mehreren Richtungen wirkenden Kräften nur bis zu 500 kg/qcm Spannung erhalten.

Unter Berücksichtigung des Winddruckes kann letztere Zahl bis auf 700 kg/qcm erhöht werden.

Als obere Grenze für den Lochleibungsdruck sind 1400 kg/qcm angegeben.

b) bei Gusseisen. Dasselbe darf keinen Hauptbestandteil der tragenden Konstruktion bilden. Der grösste zulässige Druck ist auf 700 kg/qcm, der grösste Zug auf 200 kg/qcm, die Biegungsbeanspruchung auf 300 kg/qcm festgesetzt.

II. In **Ungarn** sind die grössten am Träger angreifenden Kräfte unter Annahme eines Belastungszuges zu ermitteln. Derselbe besteht: a) für Hauptbahnen aus 2 der nebenstehend in Abb. 1 skizzierten Maschinen und Tendern nebst einer beliebigen Anzahl von Güterwagen. Das Gewicht der letzteren wird in der Regel durch eine gleichmässige Belastung von 2,8 t für das lfd. m Gleis ersetzt; b) für Lokalbahnen mit zu erwartendem grösserem Verkehre aus 2 Tendermaschinen nach Abb. 2a oder 2b nebst Lastwagen nach Abb. 3. Bei gewöhnlichen Lokalbahnen tritt an Stelle der vorerwähnten Tendermaschinen die in Abb. 4 dargestellte.

Die Maschinen und Wagen sind so zu rangieren, dass durch sie die einzelnen Konstruktionsteile der Brücke die ungünstigste Beanspruchung erleiden.

Bei Brücken bis zu 15 m St. W. sind mit Rücksicht auf die dynamischen Wirkungen die Achsdrücke der Lokomotive um 2 (15 — l) % zu erhöhen — unter l die Stützweite der Brücke verstanden.

Der Winddruck ist mit 250 bzw. 150 kg/qm einzuführen.

Die grösste Inanspruchnahme des Eisens durch Eigengewicht und Verkehrslast darf in Haupt-, Quer- und Längsträgern 800 kg/qcm nicht übersteigen. Für die Windstreben ist die Grenze auf 900 kg festgesetzt.

Die Gesamt-Beanspruchung des Materials einschliesslich des Winddruckes und der dynamischen Wirkungen darf höchstens zu 1200 kg/qcm zugelassen werden.

Die grösste Niet-Inanspruchnahme ist für Abscherung auf 600 kg/qcm begrenzt. Für den Druck in der Lochwandung tritt hierfür bei Brücken bis 15 m St. W. die Zahl 2000, bei grösserer Konstruktion 1600 kg/qcm ein.

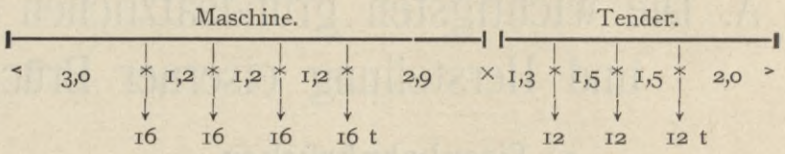


Abb. 1.

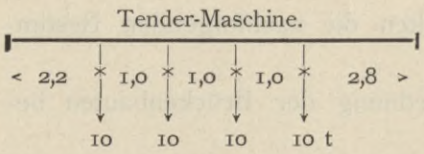


Abb. 2a.

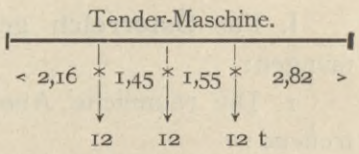


Abb. 2b.

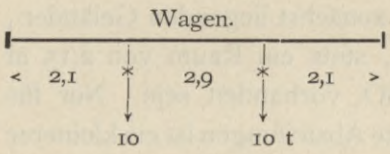


Abb. 3.

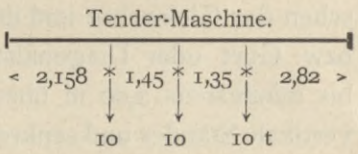


Abb. 4.

b) Strassenbrücken.

I. Die in **Österreich** gültigen Bestimmungen für Strassenbrücken unterscheiden je nach der Wichtigkeit der Brücke 3 verschiedene Klassen derselben. Bezüglich der

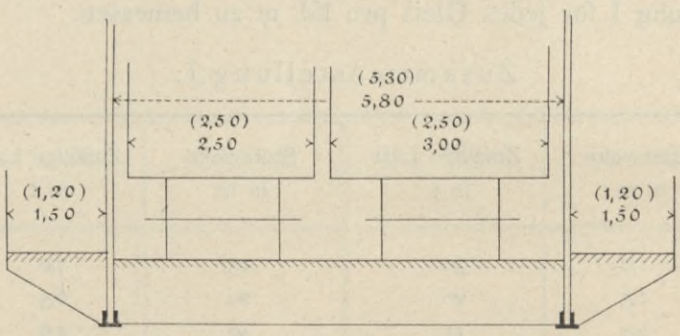


Abb. 5.

räumlichen Abmessung der Konstruktion ist bestimmt, dass Bauten der I. Klasse bei aussenliegenden Flussstegen zum mindesten die in Abb. 5, bei nicht geteilter Brückenbahn die

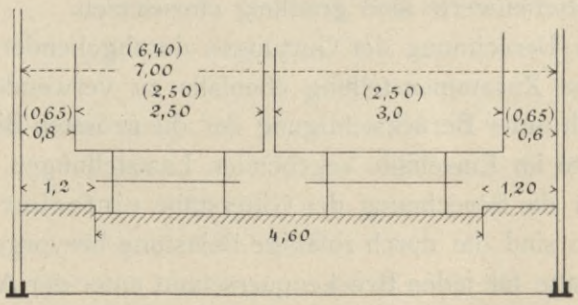


Abb. 6.

in Abb. 6 dargestellten Maasse aufweisen müssen. Die letztere Raumbestimmung gilt auch für Brücken mit oben liegender Fahrbahn und auf Konsolen seitlich ausgekragten Fusssteigen.

Die für Strassenbrücken II. Ranges geltenden bezüglichen Zahlen sind in den Abb. 5 u. 6 in (—) beigefügt. Bei Strassenbrücken der letzten Klasse ist eine besondere Hervorhebung der Fusswege nicht mehr gefordert; hier ist als geringste Breite zwischen den Geländern bezw. den Hauptträgern 5,00 m festgesetzt — Abb. 7.

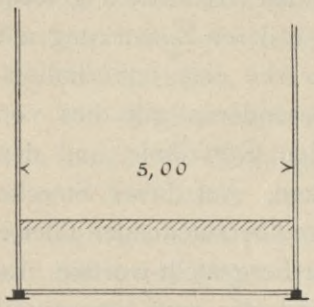


Abb. 7.

Die freie Höhe über der Fahrbahn ist zu mindestens 4,50 m zu bemessen. Falls aus anderen Gründen keine höhere Lage gefordert wird, soll die C. U. zum wenigsten 50 cm über dem H. W. liegen.

Als Verkehrslast ist entweder einzuführen:

Eine grösstmöglichste Wagenansammlung auf der Fahrbahn und Menschengedränge auf den freien Teilen der letzteren sowie auf den Fusssteigen — oder:

Ein gleichmässig über die ganze Brücke sich erstreckendes Menschengedränge. Dieses ist bei den Brücken I. Ranges zu 460 kg/qm, bei solchen II. Klasse zu 400 kg/qm und bei der letzten Art zu 340 kg/qm festgesetzt. Die entsprechenden Wagenbelastungen gehen aus der nachfolgenden Zusammenstellung IV hervor.

Zusammenstellung IV:

Klasse	Gesamt-Gewicht t	Wagen-länge *) m	Wagen-breite m	Rad-stand m	Spur-weite m	Bespannung, L = Länge, G = Gewicht
I.	12 t	7,8	2,5	3,8	1,60	4 Pferde. G = 3 t auf 7,2 m L.
II.	6 t	5,4	2,4	2,8	1,50	2 Pferde. G = 1,5 t. L = 3,60 m.
III.	3 t	4,8	2,3	2,4	1,40	2 Pferde. G = 1,0 t. L = 3,20 m.

*) ohne Deichsel.

Eine besondere Stosswirkung wird nicht in Rechnung gestellt. Die Verteilung des Raddrucks ist unter der Annahme zu ermitteln, dass bei beschotterter oder betonartiger Fahrbahn von mittlerer Höhe = h der Raddruck sich auf eine Breite von (10 + 2 h) cm verteilt. Liegt auf der Abdeckungsschicht noch ein Pflaster, so ist als Druckverteilungsbreite die Breite des Pflastersteines + der doppelten Unterlagshöhe einzuführen.

Bezüglich der zulässigen Inanspruchnahme der Konstruktion ist bestimmt, dass:

Für Fluss- und Schweisseisen die höchste Beanspruchung auf Zug, Druck und Abscherung 750 kg/qcm + einem Zuschlag von 2 kg für jedes m Stützweite, höchstens aber 900 kg/qcm betragen darf. Sonst gelten hier dieselben Bestimmungen wie bei den österreichischen Eisenbahnbrücken.

II. Auch in **Ungarn** werden verschiedene und zwar 2 besondere Klassen von Strassenbrücken seitens der Staatsbehörden unterschieden. Die erste, wichtigere, ist mit einer gleichmässig verteilten Last von 400 kg/qm sowie 2 vierräderigen je 16 t schweren Wagen zu berechnen. Diese besitzen 4,00 m Achsentfernung, 1,50 m Spurweite und 2,50 m Ladebreite. Bei der zweiten Klasse ist hingegen eine gleichmässig verteilte Last von nur 300 kg/qm anzunehmen, sowie die Einwirkung zweier vierräderiger Wagen von je 3 t Raddruck in Rechnung zu ziehen.

Die zulässige grösste Beanspruchung ist für beide Klassen bei Verwendung von Fluss- und Schweisseisen für die Hauptträger und Windstreben mit 900 kg, für die Quer- und Längsträger mit 800 kg und für die Niete mit 700 bezw. 1600 kg/qcm festgesetzt.

Das sowohl in Österreich wie in Ungarn heutzutage bei eisernen Brückenbauten fast ausschliesslich verwandte Material ist basisches Martinflusseisen von 3500 bis 4500 kg/qcm Festigkeit und einer gleichzeitigen Dehnung von 28 bis 22 %. Für das zu verwendende Nietmaterial ist in der Regel eine Festigkeit von 3500—4000 kg/qcm bei einer Dehnung von 32—26 % vorgeschrieben. Der für die Lagerbestandteile zur Verwendung kommende Martinflussstahl muss eine Bruchfestigkeit von wenigstens 5700 kg/qcm bei rund 10 % Dehnung besitzen. Die Zugfestigkeit von Gusseisen ist auf 1200 kg/qcm festgesetzt.

Bezüglich der Herstellung der Eisenkonstruktionen verdient hervorgehoben zu werden, dass in Oesterreich sämtliche Nietlöcher zu bohren sind und zwar muss dies bei Anschlüssen von Fachwerksgliedern an die Gurtungen durch alle zu verbindenden Teile auf einmal geschehen.

In Ungarn hingegen ist z. Z. ein Stanzen der Nietlöcher noch gestattet, jedoch muss für ein späteres Nachreiben 3—5 mm Fleisch verbleiben. Das Nachreiben geschieht durch Bohrmaschinen erst nach vollständiger Zusammensetzung der einzelnen Konstruktionsteile, bei den Hauptträgern also erst nach der vollkommenen wagerechten Montage derselben. Es dürfte ersichtlich sein, dass gerade hierdurch eine sehr genaue Herstellung der Träger zu erreichen ist.

B. Balkenbrücken.

a) Blechbalkenbrücken.

1. Allgemeines.

Blechbalkenbrücken werden in Österreich und Ungarn — im besonderen bei Eisenbahnen — mit Vorliebe angewendet, wegen des festen Zusammenhanges ihrer Tragwände und der hierdurch bedingten Steifigkeit der Gesamtkonstruktion. Ihre Verwendung erstreckt sich auf bedeutend grössere Weiten als in Deutschland üblich; so sind z. B. beim Bau der Wiener Stadtbahn Stützweiten bis zu 27 m mit Blechbalken überbrückt, und zwar hier „mit Rücksicht auf ästhetische Gründe“ — obwohl doch eigentlich einem Blechbalken in seiner Massigkeit und Schwere gerade diejenigen Eigenschaften fehlen dürften, welche Schönheitsrücksichten in der Regel erfordern.

Das Verhältnis der Trägerhöhe zur Stützweite ist für gewöhnlich $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$, wird jedoch, wie aus dem folgenden Abschnitt ersichtlich, vielfach und aus mannigfachen Gründen erheblich unterschritten. So kommen z. B. bei den Blechbalken der Wiener Stadtbahn an mehreren Stellen Verhältnisse von $\frac{1}{16} - \frac{1}{20}$ vor[1]). Die Anordnung der Quer- und Windverbände wie Versteifung der Trägerwand zeigt in der Regel wenig Besonderes. Erwähneswert erscheint hier nur eine in Ungarn nach dem Vorgange von Gerber heute vielfach übliche Versteifung der Blechwand des Hauptträgers durch ein aussen und innen aufgenietetes diagonal über die einzelnen Felder gelegtes Winkeleisen (70 . 70 . 8), das — Abb. 8 — auf der linken Hälfte von links nach rechts, auf der rechten umgekehrt zu steigen pflegt.

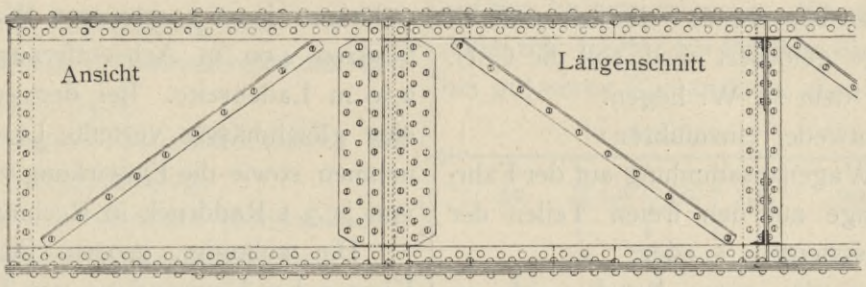


Abb. 8. Versteifung der Blechwand.

Die Auflager sind ähnlich wie bei uns üblich und in der Regel als einfache Gleitlager konstruiert. Nur bei grösseren Stützweiten etwa von 20 m an finden, wie aus dem folgenden Abschnitt ersichtlich, Rollenlager bezw. feste Lagerstühle Anwendung.

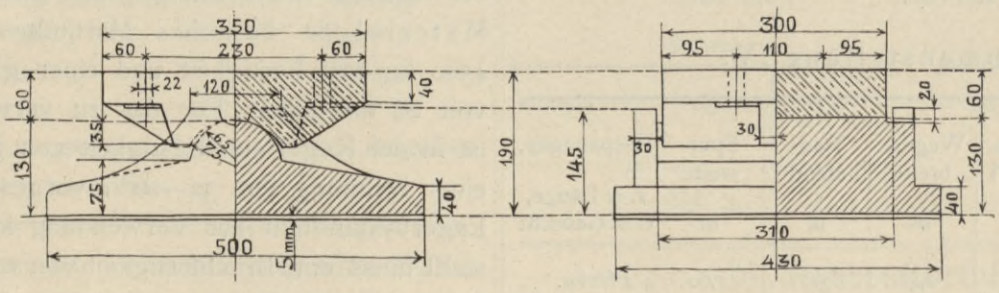


Abb. 9a. Tangential-Kipplager (festes Lager). 1 : 10.

Bei mittleren Stützweiten werden auch gern Tangential-Kipplager ausgeführt. Ein Beispiel einer derartigen Anordnung zeigen Abb. 9a und b, einer ungarischen Ausführung entlehnt.

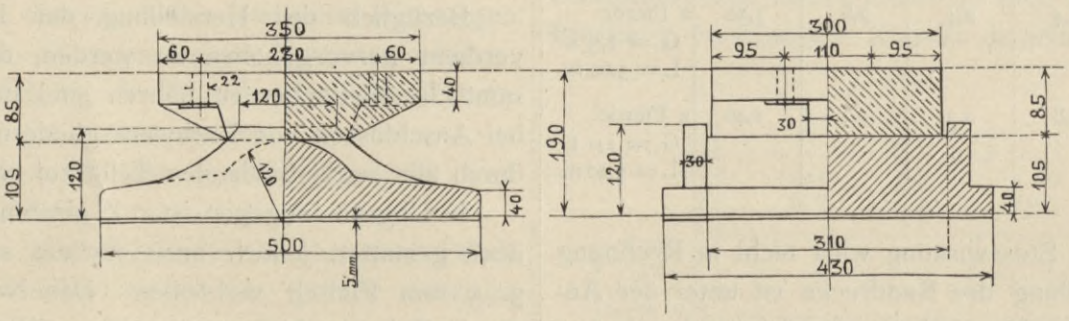


Abb. 9b. Tangential-Kipplager (bewegliches Lager). 1 : 10.

Besonders zweckmässig erscheint hier die Ausbildung des festen Lagers — Abb. 9a — welches eine Durchbiegung der Hauptträger leicht gestattet. In der Querrichtung ist die Brücke an ihren Stützpunkten durch seitliche Vorsprünge der Lagerkörper gesichert.

Ein besonderes Interesse bieten infolge mancher Eigenart ihrer Konstruktion:

2. Die Blechbalkenbrücken der Wiener Stadtbahn.

Im allgemeinen sei bemerkt, dass dieselben wie fast alle im Zuge der Wiener Stadtbahn erbauten Brücken wagerecht liegen, gleichgültig ob die Bahn sich im Gefälle befindet oder nicht. Diese Forderung ist „aus ästhetischen Gründen" von seiten der massgebenden Architekten gestellt worden und dürfte schon zeigen, wie deren Einwirkung auf die Ausbildung der Stadtbahnbauwerke eine unverhältnismässig grosse gewesen ist. Im besonderen gilt dies von der die Stadt Wien durchziehenden Gürtellinie und den hier vorhandenen Blechbalkenbrücken. Auf dieser Strecke ist durchgehend für jedes der beiden überzuleitenden Gleise eine besondere Brückenkonstruktion hergestellt worden. Es sind also zwei innere und zwei äussere Hauptträger vorhanden, deren thatsächliche Beanspruchung im allgemeinen wenig verschieden ist, deren Ausbildung jedoch nicht unwesentlich voneinander abweicht und zwar auf Grund architektonischer Forderungen. Während die inneren Hauptträger als normal konstruiert bezeichnet werden können, zeigen die Aussenträger eine von der hergebrachten Art abweichende Ausbildung. Die hier zur Ausführung gekommene Versenkung der Nietungen an der Aussenseite, die Anbringung der Stehblechlaschen nur im Innern der Hauptträger, die Deckung des Stosses aussen nur durch eine Platte in Breite der die Fussstegkonsolen anschliessenden Winkeleisen - Abb. 10 -, die Durchführung der gesamten Kopfplatten am Untergurt bis zu den Auflagern (zur Schaffung einer durchgehenden wagerechten Linie), — alles das sind, im Vereine mit der ungleichartigen Behandlung der beiden Hauptträger einer jeden Brücke, Konstruktionen, welche ein Zuweitgehen architektonischer Rücksichten darstellen und vom Standpunkte des Ingenieurs als nicht einwandfrei bezeichnet werden müssen. Hierzu kommen die bereits vorerwähnten, bis 27 m gehenden grossen Stützweiten der Brücken sowie das vielfach recht ungünstige Verhältnis von Stützweite und Trägerhöhe.

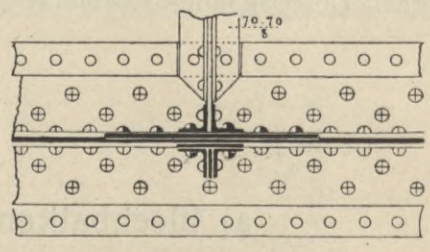


Abb. 10. Grundriss der Stossdeckung in einem äusseren Hauptträger.

Bezüglich der Einzelheiten der hier in Frage stehenden Blechbalkenbrücken sei bemerkt, dass wie überhaupt auf

[1]) Als Beispiele seien erwähnt: 1. die Brücke über die Cermakgasse. Km 5,180 der Gürtellinie. St. W. = 16,32 m. Stehblechhöhe = 950 mm. Verhältnis 1 : 17. 2. Brücke über die Hasnerstrasse. Km 2.577 der Vorortlinie. St. W. = 19,80 m. Stehblechhöhe = 1,00 m. Verhältnis 1 : 20.

der Wiener Stadtbahn der in Querschwellen auf Schotter ausgebildete Oberbau über den Brücken vollkommen durchgeht, einerseits der Betriebssicherheit halber, andererseits mit Rücksicht auf ein möglichst geräuschloses Befahren der Eisenkonstruktion.

Die das Schotterbett tragenden und durch ein System von Längs- und Querträgern gestützten Buckelplatten zeigen wegen der Gefahr des Rostens eine Stärke vom 9 mm; sie sind unverzinkt, jedoch wie alle oberen Fahrbahnteile zur Sicherung gegen den Angriff der Feuchtigkeit mit Asphalt gestrichen. Ihre Grösse beträgt 1—1,5 qm, ihr Stich 90—100 mm. Die fast ausschliesslich in Walzprofilen ausgebildeten Längsträger besitzen eine St. W. von 1,30—1.40 m. Ihre Verbindung mit den Querträgern erfolgt durch die gewöhnlichen Anschlusswinkel sowie ferner durch eine direkte Lagerung ihrer Enden auf besonderen kleinen Winkeleisen w — Abb. 11 —, die jedoch als nicht notwendig erscheinen, in Österreich aber in dieser oder ähnlicher Anordnung fast allgemein Anwendung finden. Zugleich stellt Abb. 11 einen normalen Querträger dar. Die in der statischen Berechnung nicht berücksichtigte Lamelle a dient einerseits zur Verstärkung des Querträgerobergurtes gegenüber dem von den Buckelplatten ausgeübten Zug und anderseits zur Fugendeckung gegen die aus dem Schotter eindringende Feuchtigkeit. Die beiden den Obergurt in senkrechter Richtung verstärkenden Platten — bb — haben nur den Zweck einen möglichst symmetrischen Gurtquerschnitt zu schaffen und ein Kröpfen der Gurtwinkel beim Anschluss an die Hauptträger zu vermeiden.

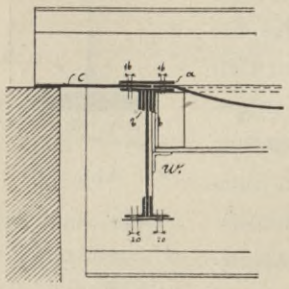
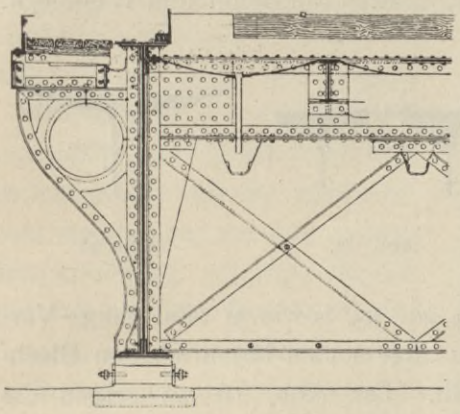


Abb. 11.
Fahrbahn-Ausbildung.

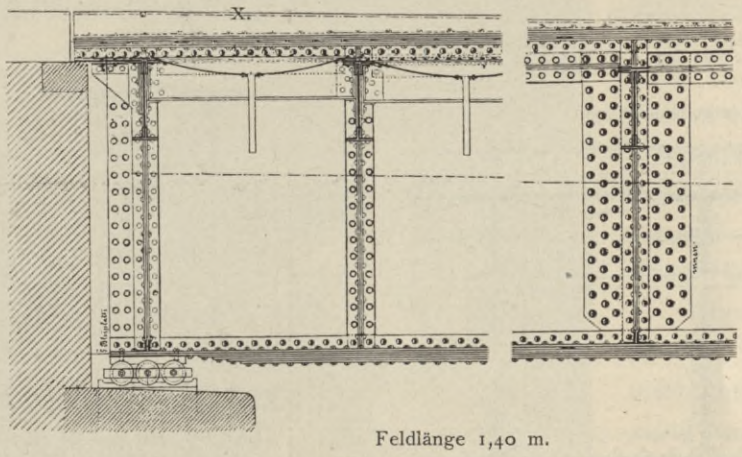
Mit Rücksicht auf die durch die Buckelbleche gebildete starke Horizontalversteifung der Konstruktion und das grosse Gewicht der in der Regel 30 cm hohen Schotterschicht ist von der Anordnung eines besonderen Windverbandes grundsätzlich Abstand genommen worden. Einzelne Querversteifungen sind nur bei Trägern über 1,00 m Höhe zur Anwendung gekommen. Sie befinden sich alsdann an den Brückenenden sowie unter jedem zweiten bis dritten Querträger und sind Abb. 12 und 20 in Gitterwerk ausgebildet.

Bei starkem Gefälle des Gleises innerhalb der horizontal liegenden Hauptträger sind zur Herstellung der erforderlichen Tracenneigung zwei verschiedene in den Abb. 14 und 15 in ihren Grundzügen dargestellte Konstruktionen zur Anwendung gekommen. Die erste derselben besteht darin, dass die einzelnen Querträger stufenförmig angeordnet sind und die Buckelplatten wagerecht liegen. Zum Ausgleich des Gefälles dienen auf den Obergurten der Querträger angebrachte Futterstücke. Als einfacher in der Ausführung hat sich die zweite Konstruktionsart — Abb. 15 — erwiesen. Hier liegen die Buckelplatten sowie die oberen Flanschen der Querträgerobergurtwinkel parallel mit dem Bahngefälle. Bei starker Neigung der Trace sind besondere Schotterabschlusswinkel x — Abb. 13 — auf den horizontalen Hauptträgern notwendig. Der Abschluss des Schotterbettes am Auflager wird seitlich durch eine Verlängerung der Hauptträger, nach unten zu durch eine ebene das Buckelblech vertretende Platte gebildet — siehe die Abb. 11, 13, 17, 19, 21 und 22.

Querschnitt. Längenschnitt (Aussenträger).



Trägerentfernung 3,59 m.
Abb. 12.



Feldlänge 1,40 m.
Abb. 13.

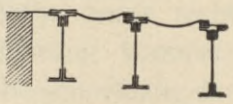


Abb. 14.
Buckelplatten wagerecht.

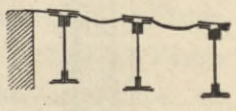
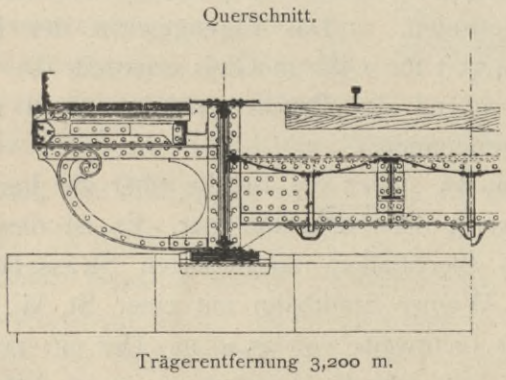


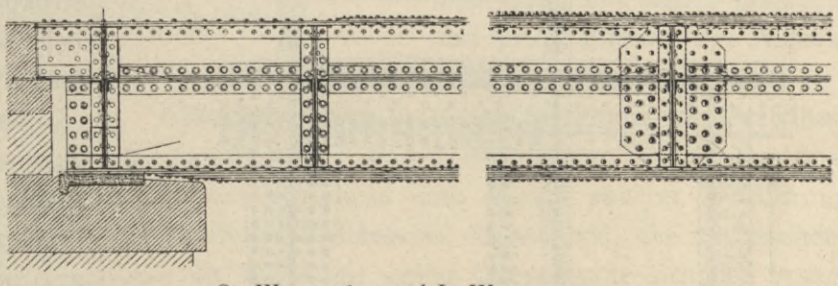
Abb. 15.
Buckelplatten im Gefälle.

Abb. 12 und 13. Brücke über die Ottakringer Strasse. Km 4,799 der Gürtellinie. 1 : 50.

Querschnitt. Längenschnitt (Aussenträger).



Trägerentfernung 3,200 m.
Abb. 16.



St. W. = 16,32 und L. W. = 15,200.
Abb. 17.

Abb. 16 - 19. Brücke über die Cermakgasse. Km 5.180 der Gürtellinie. L. W. = 15,20. St. W. = 16,32. Gefälle 2 %. Mstb. 1 : 50.

Der Abstand der Hauptträger ist in den Graden und bei wagerechter Bahnlage zu 3,20 m, bei Gefälle und in Kurven bis zu 3,60 m bemessen. Es ist alsdann seitlich stets genügend Raum zum Unterstopfen der 2,40 m langen hölzernen Querschwellen vorhanden.

Längenschnitt durch den Gehweg.

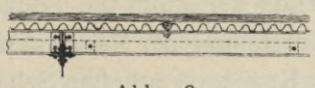
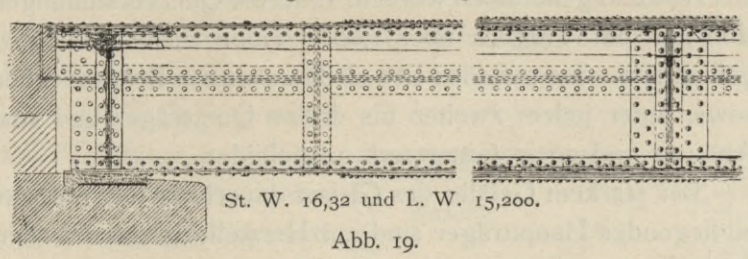


Abb. 18.

Längsschnitt (Innenträger).



St. W. 16,32 und L. W. 15,200.

Abb. 19.

Abb. 16—19. Brücke über die Cermakgasse. Km 5,180 der Gürtellinie. L. W. = 15,20. St. W. = 16.32. Gefälle 2 %. Mstb. 1 : 50.

Querschnitt.

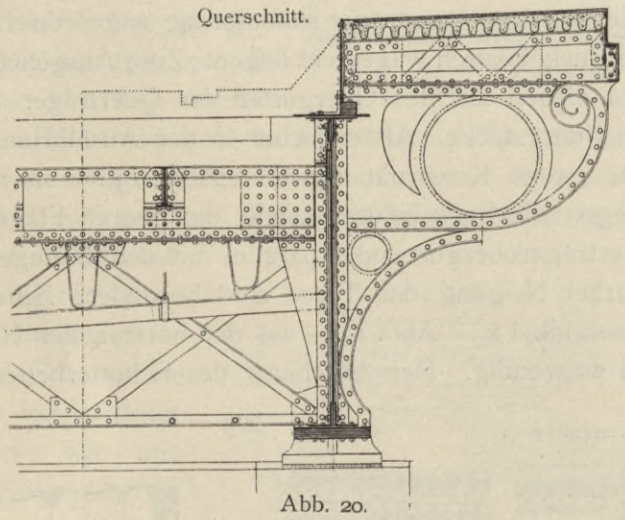
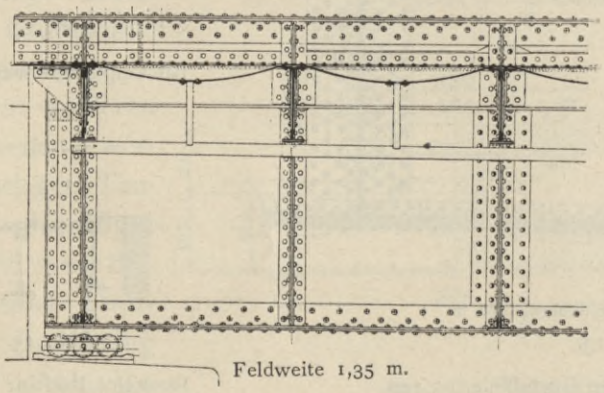


Abb. 20.

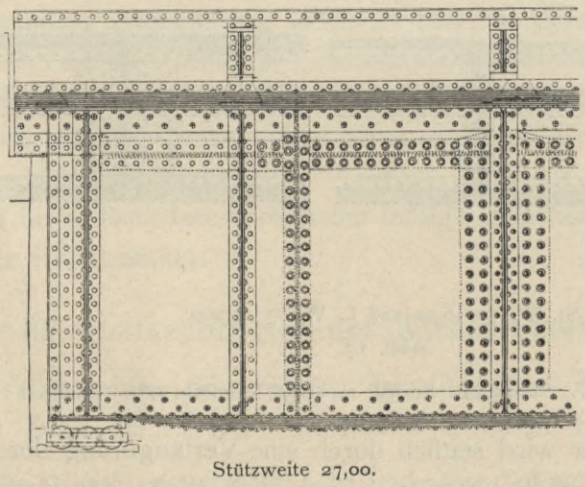
Längenschnitt (Innenträger).



Feldweite 1,35 m.

Abb. 21.

Ansicht des Aussenträgers.



Stützweite 27,00.

Abb. 22.

Abb. 20—22. Brücke über die Joerger-Strasse. Km. 5,043 der Gürtellinie. L. W. = 25,40 m. St. W. = 27,00. Mstb. 1 : 50.

Die mittleren Hauptträger zweier aneinander stossender Brücken sind durch ein auf den Obergurten befestigtes Blech miteinander verbunden, welches entweder eben oder in Rinnenform ausgebildet ist und das Herabtropfen von Regenwasser verhindert — Abb. 24 u. 25.

Die durch Konsolen angeschlossenen Fussstege zeigen eine normale Breite von rund 90 cm. Ihre Abdeckung ist durch Bohlenbelag auf Wellblech erfolgt; letzterem ist ein zum Abfluss des Wassers ausreichendes Längsgefälle gegeben.

Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt in gewöhnlicher Weise durch in den tiefsten Punkten der Buckelbleche angeschlossene Rohre von 40 mm Durchmesser — Abb. 26 —. Um ein Verstopfen derselben zu verhindern, ist an der Einlaufsstelle nur grobkörniger Schotter geschüttet, da siebartige Hauben sich bald als unwirksam erwiesen haben.

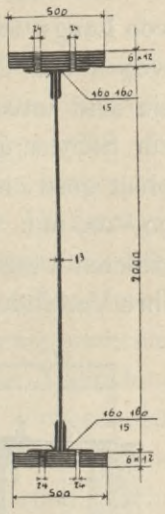


Abb. 23.

Querschnitt des Hauptträgers der Brücke über die Joerger-Strasse.

Liegen die Brücken in den Stationen selbst, so sind die Fusswege als Bahnsteige ausgebildet und zwar mit einer Breite von 1,75 m auf der Gürtellinie und von rund 1 m auf der Vorortstrecke. Ihre Abdeckung erfolgt alsdann — Abb. 20 — mit Klinkerplatten auf Beton und Wellblech.

Abb. 24.

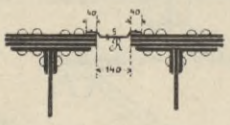


Abb. 25.

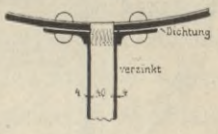


Abb. 26.

In den Abb. 16—19, 20—23, sowie 31 sind einige Vertreter der vorstehend im allgemeinen beschriebenen Blechbalkenbrücken dargestellt. Die Abb. 16—19 zeigen die Brücke im Zuge der Gürtellinie über die Cermakstrasse von 16,32 m St. W. und 15,20 m L. W. in ihrer Gesamtanordnung. Hervorhebenswert erscheint hier, wie in den nachfolgenden Beispielen, die auffallend schwere Ausbildung der seitlichen Konsolen. — Das Eigengewicht der Konstruktion ist zu 4,55 t für 1 lfd. m Gleis ermittelt, die Verkehrslast, entsprechend der Brückenverordnung zu rund 6,87 t/lfd. m angenommen.

Die Abb. 20—23 stellen die Brücke über die Jœrger-Strasse in km 5,043 der Gürtellinie dar. Es ist dies die grösste der als Blechbalken ausgeführten Strassenüberbrückungen der Wiener Stadtbahn mit einer St. W. von 27,0 m und einer Lichtweite von 25,40 m. Der ein 2,00 m hohes Stehblech aufweisende Hauptträger ist in Abb. 23 dargestellt. An ihrem beweglichen Ende wird die Brücke durch Rollenlager unterstützt.

Das Eigengewicht beträgt 5,71 t, die Verkehrslast 6,19 t für 1 lfd. m Gleis. Da die Brücke im Bereiche der Haltestelle Alsen-Strasse liegt, sind ihre Fusswege als Bahnsteige ausgebildet.

In den Abb. 27—30 ist ferner die architektonische Ausgestaltung der Konsolen und Trägeraussenflächen im Zuge der Gürtellinie zur Darstellung gebracht.

Abb. 31 zeigt eine Blechbalkenbrücke einfacher Art der Vorortlinie und zwar die Überführung der Arnethgasse in km 2,817. Hier sind die Hauptträger, da auf der die Vororte Wiens berührenden Strecke weniger architektonische Rücksichten wie in dem Stadtbezirke selbst zu nehmen waren, gleich und normal ausgebildet; auch wirken hier die Konsolen weniger massig.

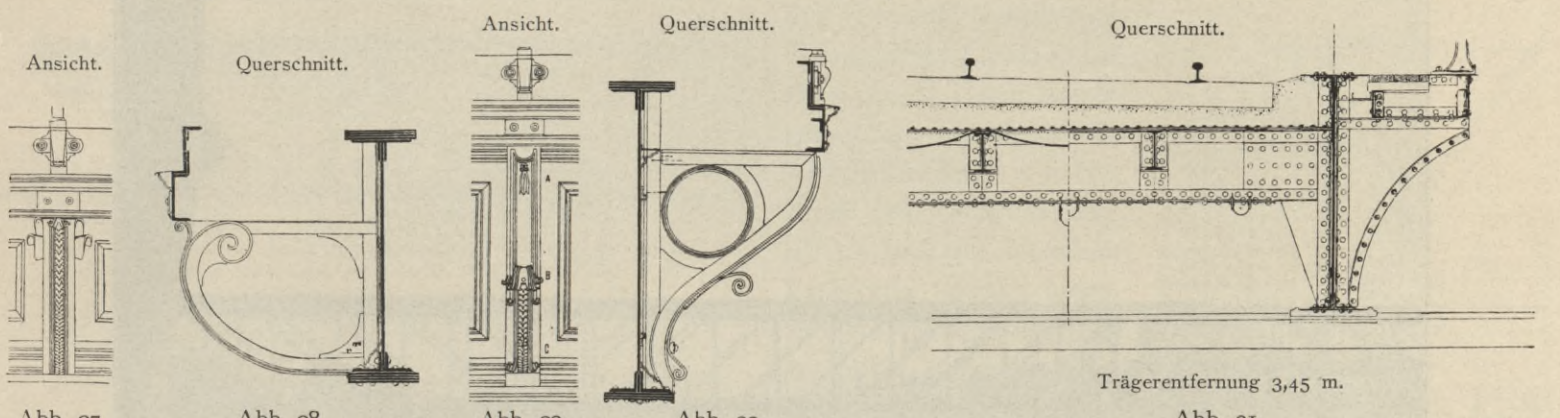


Abb. 27. Abb. 28. Ausbildung der Konsolen bei beschränkter Konstruktionshöhe.

Abb. 29. Abb. 30. Ausbildung der Konsolen bei unbeschränkter Konstruktionshöhe.

Abb. 31. Brücke über die Arnethgasse. Km. 2,817 der Vorortlinie. Mstb. 1 : 50.

Auffallend ist das sehr hohe Eigengewicht der vorbesprochenen Konstruktionen, das bei Nichtberücksichtigung des Schottergewichts immer noch um 70—100 % höher ist als das gewöhnlicher Blechbalkenbrücken. Es hat dies seinen Grund darin, dass erstens — abweichend von der Brückenverordnung die Querkonstruktion für Achslasten von 18 t berechnet, trotz dessen aber nur eine grösste Beanspruchung von 850 kg/qcm gestattet ist; und dass ferner das Gewicht der Schotterbettung und der Buckelplatten recht beträchtlich einwirkt und vielfach nur geringe Konstruktionshöhe bei bedeutender St. W. vorhanden ist.

Die Probebelastungen sind mit 2 gegeneinander gekehrten Lokomotiven von je 70 t Gesamtgewicht zur Ausführung gelangt.

Sie haben im allgemeinen kleinere Zahlen ergeben als die nach der Formel $\Delta = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{E\,J}$ berechnete Senkung betrug. Es dürfte dies bei den oft geringen Trägerhöhen auffallende Resultat darauf zurückzuführen sein, dass die Druckverteilung durch den Schotter eine sehr gleichmässige ist und die Buckelbleche eine nicht unbedeutende Verstärkung der Gesamtkonstruktion darstellen.

b) Fachwerkbrücken auf zwei Stützen.

1. Allgemeines.

Die in Österreich gebräuchlichen Systeme der Fachwerkbalkenbrücken auf zwei Stützpunkten sind vorwiegend Halbparabel- und Parallel-Träger, seltener Bogensehnen- oder Schwedler-Träger.

Die ersteren beiden kommen z. Z. noch vielfach als ältere Systeme — Ständerfachwerk mit über zwei Felder reichenden schlaffen Diagonalen — zur Ausführung — Abb. 32 u. 33. Abgesehen davon, dass man bei diesen an und für sich statisch unbestimmten Trägerformen nur durch Zerlegung in mehrere Systeme die auftretenden Spannungen schätzungsweise ermittelt, die Kräfteübertragung auf die einzelnen Stäbe hierbei scharf zu verfolgen also nicht im Stande ist, sollten derartige Systeme mit Rücksicht auf die vielen, in ihnen vorkommenden doppelten Flacheisen und das fast unmögliche gleichmässige Anziehen der einzelnen Teile solcher Stäbe heute nicht mehr zur Ausführung kommen. Hierzu tritt die Überschneidung der Diagonalen in Trägermitte, sowie die unverhältnismässig grosse, dem Angriff des Windes ausgesetzte Trägerfläche.

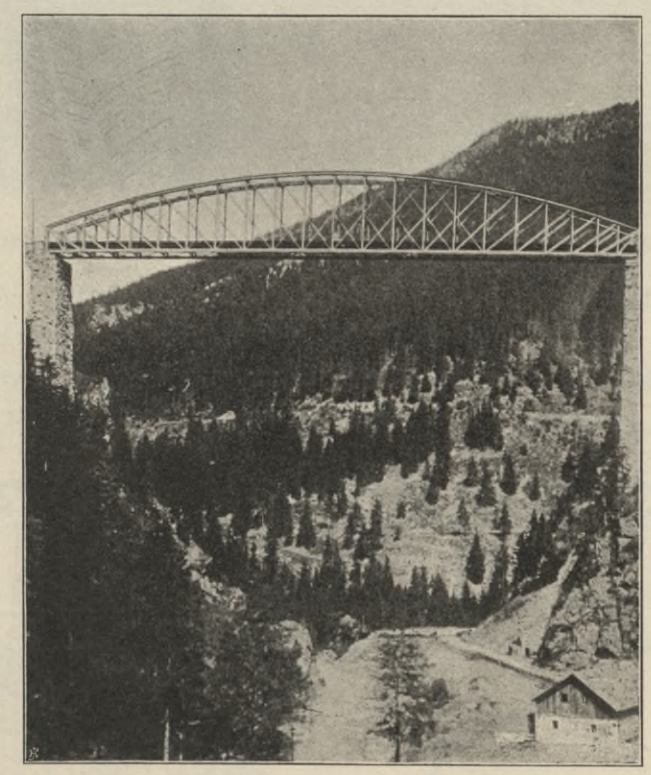


Abb. 32. Halbparabelträger mit über 2 Feldern reichenden Diagonalen (Trisana Thalbrücke der Arlbergbahn bei Innsbruck 120 m St. W. 1882—84 erbaut.

Aber auch einfache Systeme neuerer Brücken weisen in Österreich heute noch vielfach als Flacheisen ausgebildete Gitterstäbe, sowie dementsprechend Gegendiagonalen auf. Nur ganz vereinzelt finden sich hier Bauwerke mit einfachem Dreiecksnetz, bei denen alle Stäbe mit steifen Querschnitten für die gleichzeitige Aufnahme von Druck und Zug ausgebildet sind.

Günstiger liegen in dieser Beziehung die Verhältnisse in Ungarn. Hier sind neben Bauten älterer Systeme in den letzten 10 Jahren eine Anzahl neuerer Ausführungen von Fachwerksbrücken zu verzeichnen, die im besonderen durch die Wahl nur steifer Querschnitte sich den besseren Konstruktionen der Neuzeit anschliessen. Halbparabel- und Parallelträger sind auch hier bevorzugt, erstere vielfach mit oben liegender Fahrbahn und dem gekrümmten Gurte nach abwärts gekehrt. In der Regel wird hier bei grösseren Stützweiten in der Mitte des Trägernetzes ein steifes Band — zur Verminderung der Knickgefahr der Fachwerksstäbe — angeordnet. Als die bedeutendste derartige

Ausführung sei die Thalbrücke zu Karako in Ungarn — im Zuge der Bahn von Steinamanger nach Stuhlweissenburg erwähnt. Dieselbe in Abb. 34 dargestellt, ist eingleisig ausgebaut und besitzt eine Mittelöffnung mit 101,50 m St. W.

Neben den vorgenannten Systemen hat vor allem die in Abb. 35 dargestellte Trägerform in Ungarn in neuerer Zeit vielfach Anwendung gefunden und zwar mit Vorliebe bei grösseren Brücken. Unter- und Ober-Gurt sind in der Regel als Parabelbögen ausgeführt. Durch die Anhebung des Untergurts ist das Flutprofil nicht unerheblich vergrössert, im besonderen im Interesse vom Wasser mitgeführter Schwimmkörper, und zugleich die Knicklänge der einzelnen Stäbe nicht unbeträchtlich gekürzt. Auch das Äussere der Brücken ist durchaus ansprechend, um so mehr als bei den grossen Feldweiten die Formen klar in die Erscheinung treten.

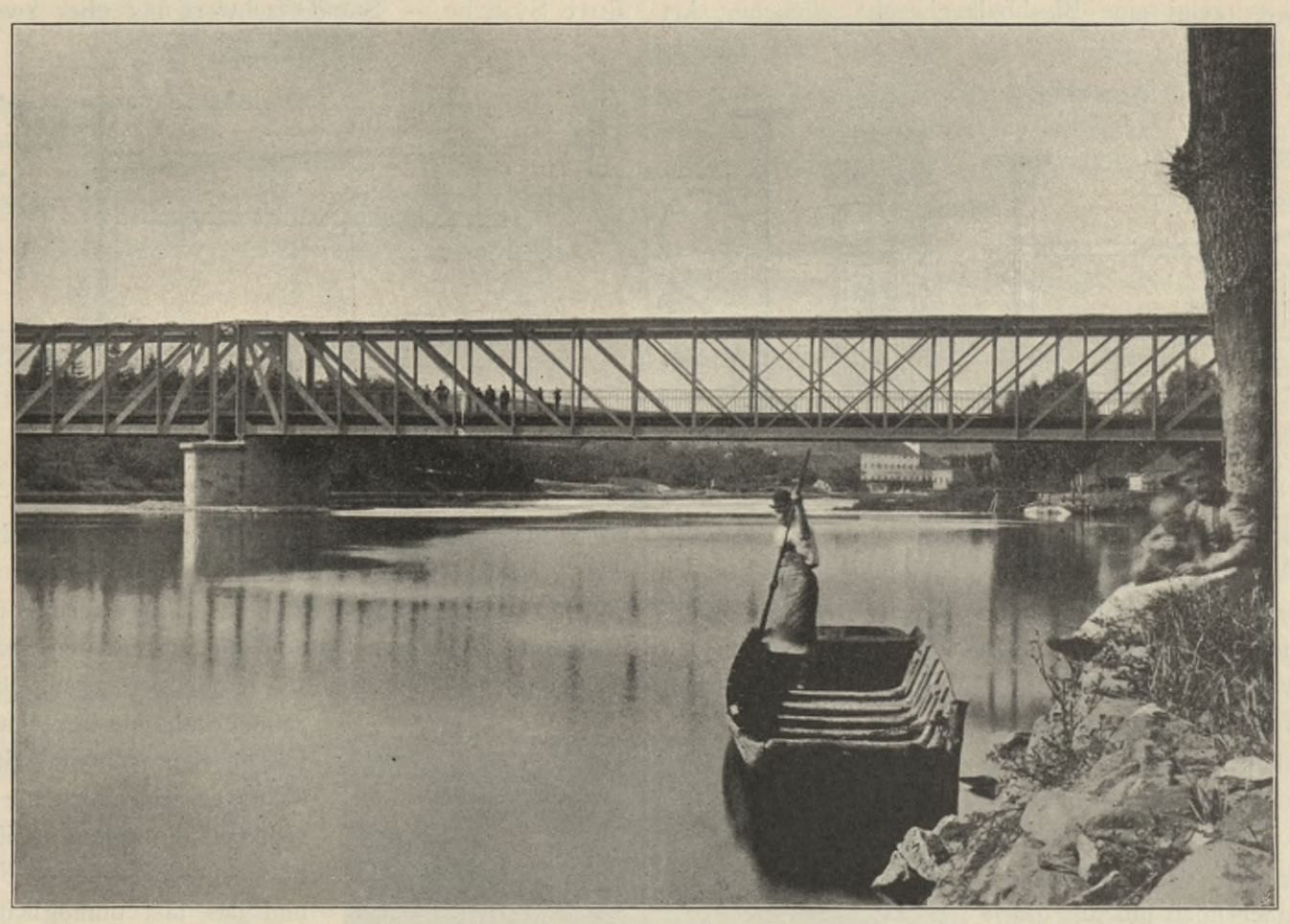


Abb. 33. Parallelträger mit über 2 Felder reichenden Diagonalen (Strassenbrücke in Moldautein. 2 Öffn. zu je 59,6 m St. W.).

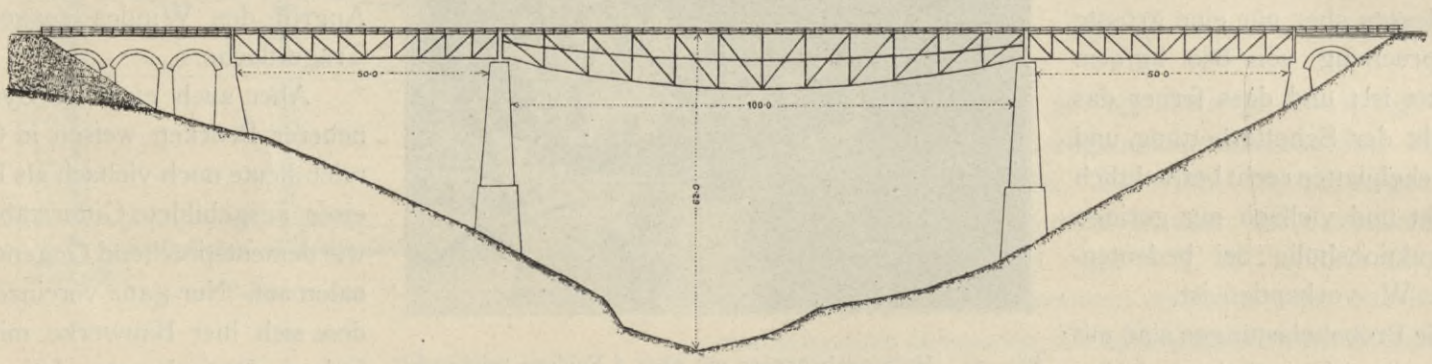


Abb. 34. Thalbrücke zu Karako in Ungarn. Stützweite 101,50 m. — 1897. — Mstb. 1 : 1500.

Die nach diesem System in Ungarn während der letzten zehn Jahre ausgeführten grösseren Brückenbauten sind in der unteren Tabelle zusammengestellt.

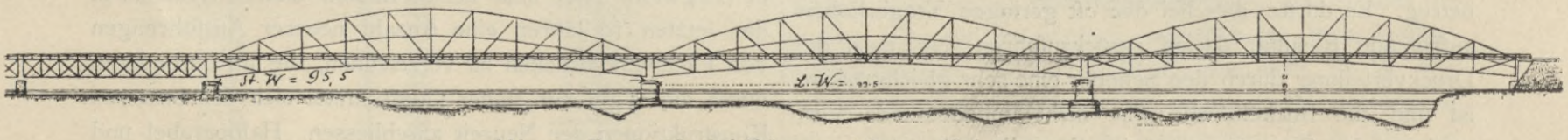


Abb. 35. Draubrücke bei Zakany. — 1892. — Mstb. 1 : 1500.

Nr.	Lage der Brücke	Art der Brücke	Anzahl der Stromöffnungen	L. W.	St. W.	Erbauungsjahr
I.	Theissbrücke bei Szolnok	2 gleis. Eisenbahnbr.	2	2×93,5	2×95,5	1888
II.	Draubrücke bei Zakany	„	3	3×93,5	3×95,5	1892
III.	Elisabethbrücke über die Donau bei Komorn	Strassenbrücke	4	4×100	4×102,0	1893
IV.	Marie-Valerie-Brücke über die Donau bei Gran	Strassenbrücke und 1 gleisige Lokalbahn	5	2×81,5, 2×100,0, 1×117,0	2×83,5, 2×102, 1×119	1895

Die Einzelheiten derselben werden in dem folgenden Abschnitte Seite 15 u. folgd. besprochen.

Bezüglich der Ausbildung der Hauptträger sei allgemein bemerkt, dass der Anschluss der einzelnen Stäbe nur

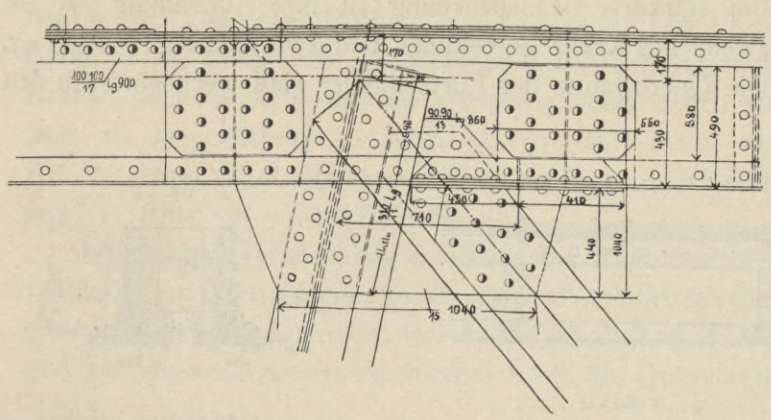


Abb. 36. Knotenpunkt-Ausbildung (Donaubrücke zwischen Stein und Mautern). Mstb. 1 : 30.

durch Vernietung erfolgt. Dasselbe gilt von der Verbindung der Hauptträger mit der Querkonstruktion. Eine vollkommen für sich als zusammenhängende Tafel konstruierte und der Verminderung von Nebenspannungen halber auf den Haupt-

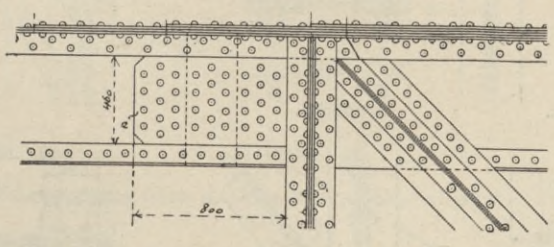


Abb. 37. Knotenpunkt-Ausbildung bei der Karako-Thalbrücke. Mstb. 1 : 40.

träger frei aufgelagerte Fahrbahn dürfte — wenigstens bei bemerkenswerteren Bauten — in Österreich und Ungarn noch nicht zur Ausführung gelangt sein.

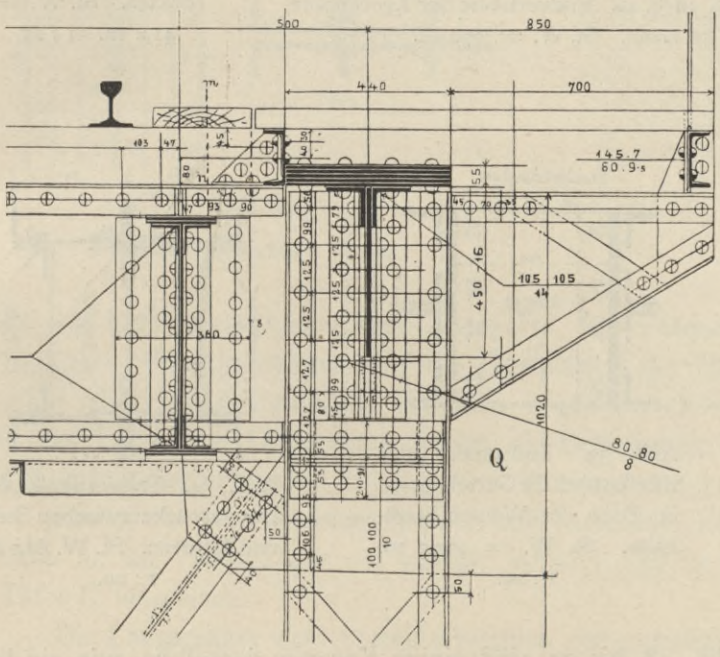


Abb. 38. Ausbildung des Obergurts u. s. w. bei kleinerer Spannweite (Biatorbagyer Viadukt in der Linie Kelenföld-Biesk, Spannweite 2×41,2 m — 1898). Mstb. 1 : 20.

Erwähnenswert ist der Umstand, dass die sich in einem Felde kreuzenden Gegendiagonalen mit einander vernietet, desgleichen die über zwei Felder reichenden Schrägstäbe der doppelten Systeme vielfach mit den Ständern durch Nietung verbunden werden. Der Grund hierfür liegt zum Teil in Zerreisversuchen, welche im Jahre 1889 mit ganzen Brücken auf dem Gridl'schen Werke zu Wien vorgenommen wurden und gezeigt haben, dass eine Vernietung an den Kreuzungsstellen von wesentlichem Einflusse auf die Festigkeit der Hauptträger ist. Es sei jedoch, sowohl bezüglich der Systeme mit Gegendiagonalen als auch der doppelten Fachwerke darauf hingewiesen, dass durch die oben erwähnte Vernietung die Grundlage der Rechnung vollkommen gestört und die Kraftverteilung unsicher wird.

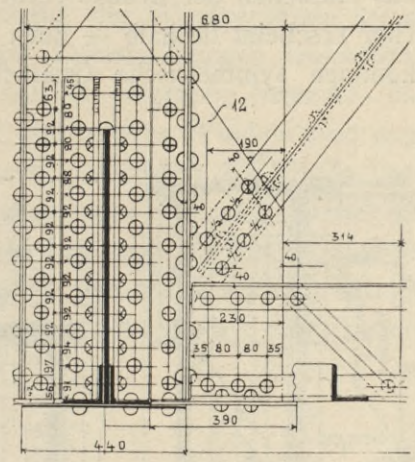


Abb. 39. Ausbildung des Untergurts u. s. w. bei kleinerer Spannweite (Biatorbagyer Viadukt). Mstb. 1 : 20.

Die Ausbildung der Knotenpunkte selbst erfolgt in ähnlicher Weise wie in Deutschland; gewöhnlich tritt — Abb. 36 — das Knotenblech an Stelle des Gurtstehbleches, welch letzteres zu beiden Seiten des Knotenpunktes gestossen wird; oder es erfolgt — falls hierfür genügend Raum und

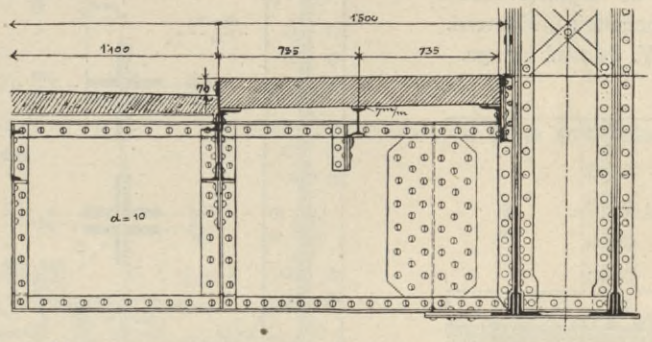


Abb. 40. Untergurtausbildung der St. Lorenzo-Brücke über die Etsch in Trient. St. W. 89,70 m. Mstb. 1 : 40.

Querschnitt vorhanden — der Anschluss der Gitterstäbe direkt an das Stehblech des Gurtes. Alsdann wird auch, wenn die statischen Verhältnisse dies gestatten, ein Gurtwinkeleisen am Anschluss fortgelassen — Abb. 37.

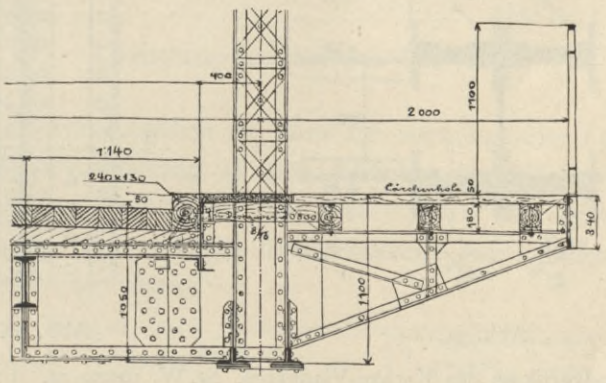


Abb. 41. Untergurtausbildung der Donaubrücke zwischen Stein und Mautern. St. W. 82,0 m. Mstb. 1 : 50.

Die für die Gurtungen gewählten Querschnitte sind bei kleineren Stützweiten bis rund 40 m — Abb. 38 u. 39 — einteilig, gewöhnlich in Form eines **T** ausgebildet. Bei grösseren Brücken pflegt jedoch fast ausschliesslich die Kastenform angewendet zu werden, und zwar wird beim Untergurt in der Regel der ⊥ ⊥ Form, beim Obergurt der ⊤⊤ Form der Vorzug gegeben — Abb. 40 bis 43.

Wenn auch der Obergurtquerschnitt vom konstruktiven Standpunkte aus als nicht unzulässig erscheint, so muss doch in ästhetischer Beziehung darauf hingewiesen werden, dass durch die breiten zusammenhängenden Gurtungsplatten das Aussehen der Brücke recht ungünstig beeinflusst wird. Hier erscheint deshalb — auch mit Rücksicht auf eine vollkommen symmetrische Querschnittsform eine Anhäufung des Materiales in der senkrechten Ebene und Verbindung der beiden Trägerteile durch leichtes Gitterwerk zweckmässiger. Letzterem Zwecke dienen in der Regel und zwar nicht nur beim Obergurt, sondern auch bei dem gezogenen Untergurte — Abb. 44—46 — einige aus Winkeleisen und Blech gebildete Querstege. Diese liegen in rund 1 bis 2 m Entfernung von einander und sind einfach oder doppelt konstruiert (Abb. 46). Ob ihre Anordnung in dem auf Zug beanspruchten Untergurte angebracht ist, möge in Frage gezogen werden.

Die Ständer haben in der Regel eine |—| Form, schon wegen eines bequemen Anschlusses der Querkonstruktion. Bei stärkerer Beanspruchung ist ihre Ausbildung als ein zweifaches Kreuz gewöhnlich und zweckmässig — Abb. 47. Die Querschnitte der Portalständer sind wechselnd. In den Abb. 48 bis 54 sind einige Formen derselben, wie sie bei kleineren und grösseren Brücken des öfteren ausgeführt sind, dargestellt. Auch sei auf die auf den einzelnen Tafeln gegebenen Beispiele verwiesen.

Wie bereits erwähnt, bestehen — besonders in Österreich — die auf Zug beanspruchten Streben einer grösseren Anzahl neuerer Brücken zum Teil noch aus Flacheisen, die oft recht bedeutende Dimensionen zeigen, und deshalb

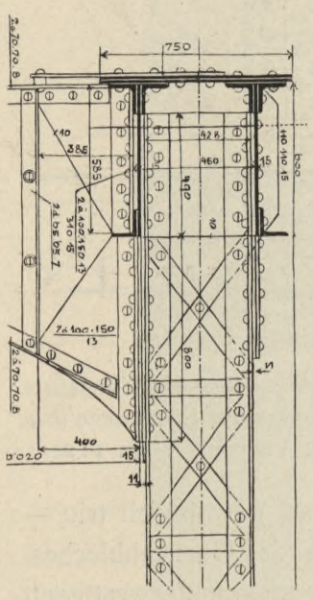


Abb. 42. Obergurtausbildung der Donaubrücke zwischen Stein u. Mautern. St. W. 82,0 m. 1 : 30.

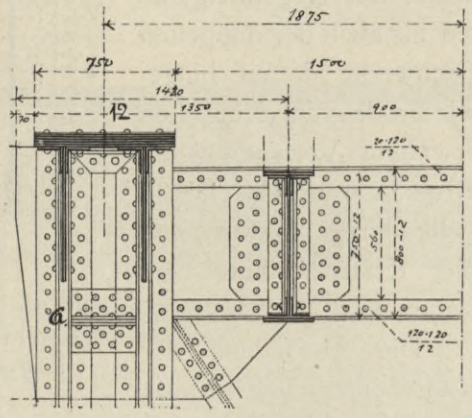


Abb. 43. Obergurtausbildung der Thalbrücke zu Karako. St. W. = 101,50 m. Mstb. 1 : 40.

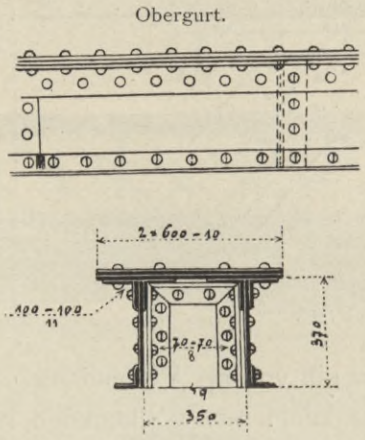


Abb. 44.

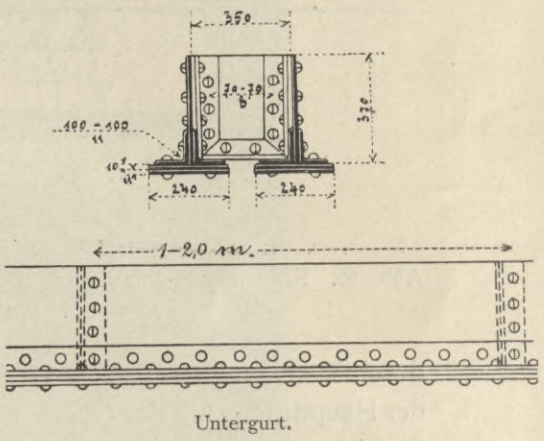


Abb. 45.

Eisenbahnbrücke zu Gran über die Gran. St. W. = 53,20 m. 1 : 25.

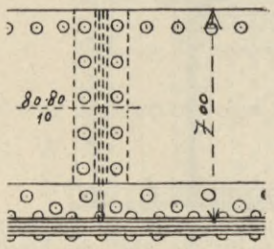


Abb. 46. Querverbindung im Untergurt des Karako-Viaduktes. 1 : 25.

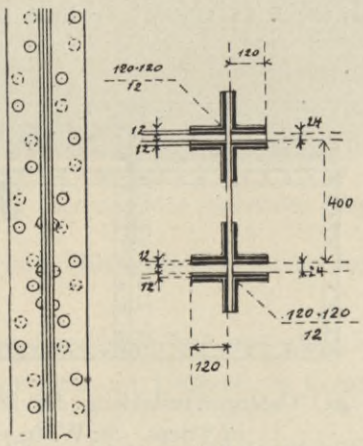


Abb. 47. Mittelvertikale des Karako-Viadukts (Abb. 34).

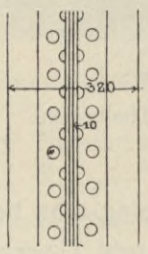


Abb. 48.

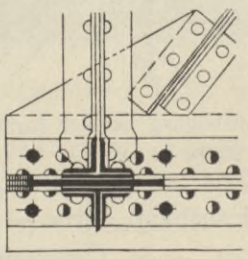


Abb. 49.

Abb. 48 u. 49. Endvertikale der Egerbrücke zu Laun. St. W. = 33,0 m. 1 : 18.

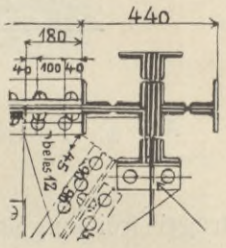


Abb. 50. Endvertikale des Biatorbagyer Viaduktes. St. W. = 41,2 m. 1 : 25.

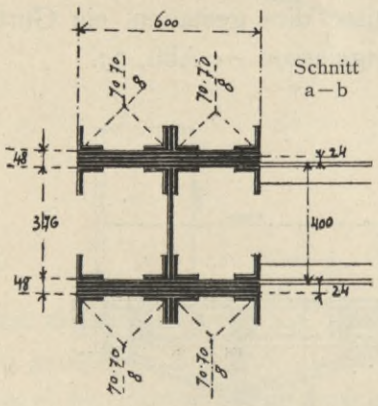


Abb. 51.

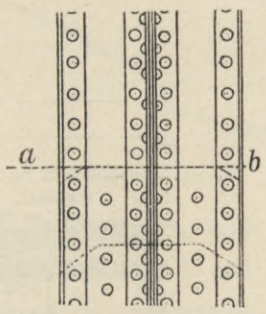


Abb. 52.

Endvertikale des Karako-Viaduktes. St. W. 101,50 m. 1 : 25.

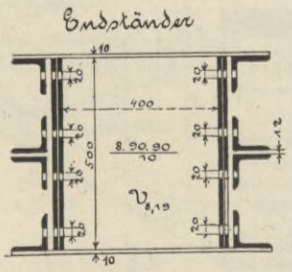


Abb. 53. Endständer der Brücke über die Gürtelstrasse im Zuge der Wiener Stadtbahn. St. W. = 40,75 m. 1 : 20.

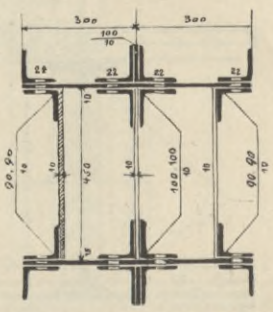


Abb. 54. Endvertikale der Donaubrücke zwischen Stein und Mautern. St. W. 82,0 m. 1 : 20.

ästhetisch wenig befriedigend wirken. Es sind hier Breiten von 450—500 mm bei einer Stärke von 4 × 12 mm nicht selten.

Auf Druck oder wechselnd beanspruchte Diagonalen werden bei kleineren Brücken, ähnlich wie bei uns, als einfache, event. durch eine zwischengelegte Platte verstärkte Kreuze oder in |—| Form, bei grösseren Spannweiten vielfach als Doppelkreuz — Abb. 55—57 oder auch nach Abb. 58, bezw. — bei sehr starker Beanspruchung — in Kastenform — Abb. 59 — ausgebildet.

Der Querträgeranschluss erfolgt in der Regel durch ein vertikales Anschlussblech. Bei obenliegender Fahrbahn dient dieses zugleich zum Anschluss der Fusssteigkonsolen — Abb. 38 und 43. Bemerkenswert ist hierbei noch die Querversteifung Q in Höhe des Querträger-Untergurts. Ein centrisches Auflagern der Querträger auf die Gurtplatten der Obergurte ist wenig gebräuchlich. Ähnlich wie der Anschluss in der Ebene des Obergurtes erfolgt die Befestigung der Fahrbahnkonstruktion am Untergurt — Abb. 40 und 41.

Bezüglich des Anschlusses einer halbversenkten Fahrbahn an die Hauptträger sei auf die Abb. 2 und 7a auf Tafel II verweisen.

Die Längsträger sind soweit erreichbar für gewöhnlich Walzeisen, sonst Blechträger. Sind dieselben durch Anschlusswinkel mit der Querkonstruktion verbunden, so pflegt in der Regel die Stützung ausserdem noch durch eine unter dem Flansch des Längsträgers angeordnete Konsole — Abb. 60 und 61 — zu erfolgen; diese Anordnung erscheint einerseits nicht erforderlich, andrerseits dürfte sie etwaige elastische Durchbiegungen der Längsträger erschweren. Ist der Längsträger auf den Querträger aufgesetzt, so findet neben der Vernietung der unteren Flanschen seine Stützung noch durch zwei seitlich angebrachte Blechstreifen statt — Abb. 62 und Tafel II Abb. 2 und 4 (Egerbrücke zu Laun).

Betreffend die Anordnung der Windverbände sei auf die mannigfachen aus den Tafelabbildungen ersichtlichen Beispiele verwiesen. Es sei nur allgemein bemerkt, dass wenn möglich ein oberer und unterer Windverband angeordnet wird, deren ersterer gewöhnlich aus festen Querriegeln, zwischen diesen gespannten Doppeldiagonalen und einer Längsverbindung in der Brückenachse besteht, also ähnlich den in Deutschland früher angewandten Konstruktionen ist und wie diese auch an den auftretenden beträchtlichen Nebenspannungen leidet.

Abb. 55—59. Querschnitte steifer Fachwerksstäbe.

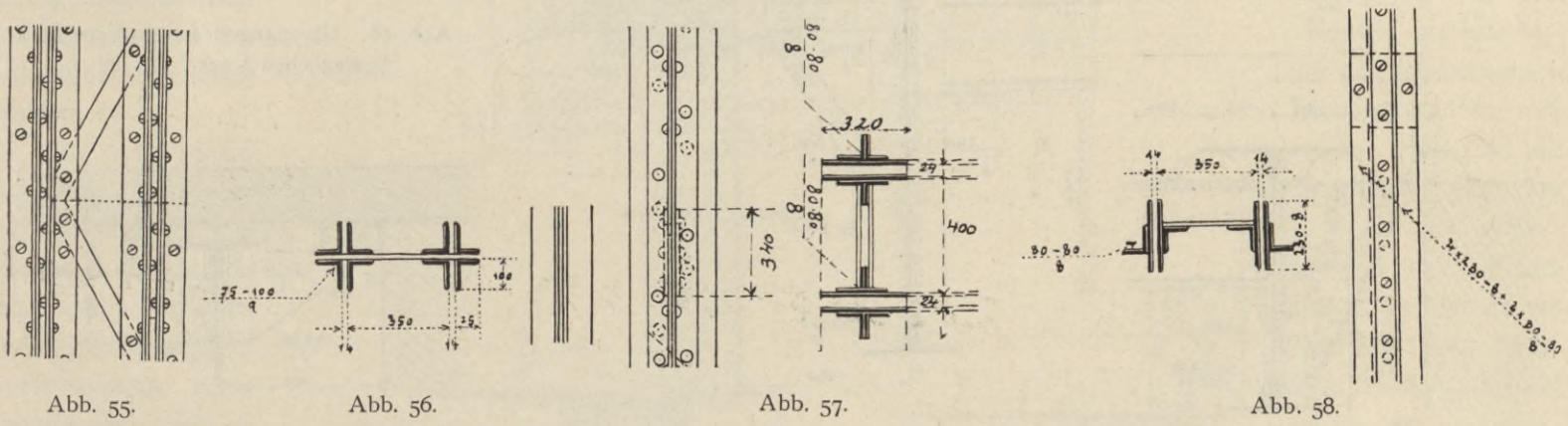


Abb. 55. Eisenbahnbrücke über die Gran bei Gran. 1 : 25.

Abb. 56.

Abb. 57. Karako-Thalbrücke. 1 : 25.

Abb. 58. Eisenbahnbrücke über die Gran bei Gran. 1 : 25.

Bewegliches Ende.

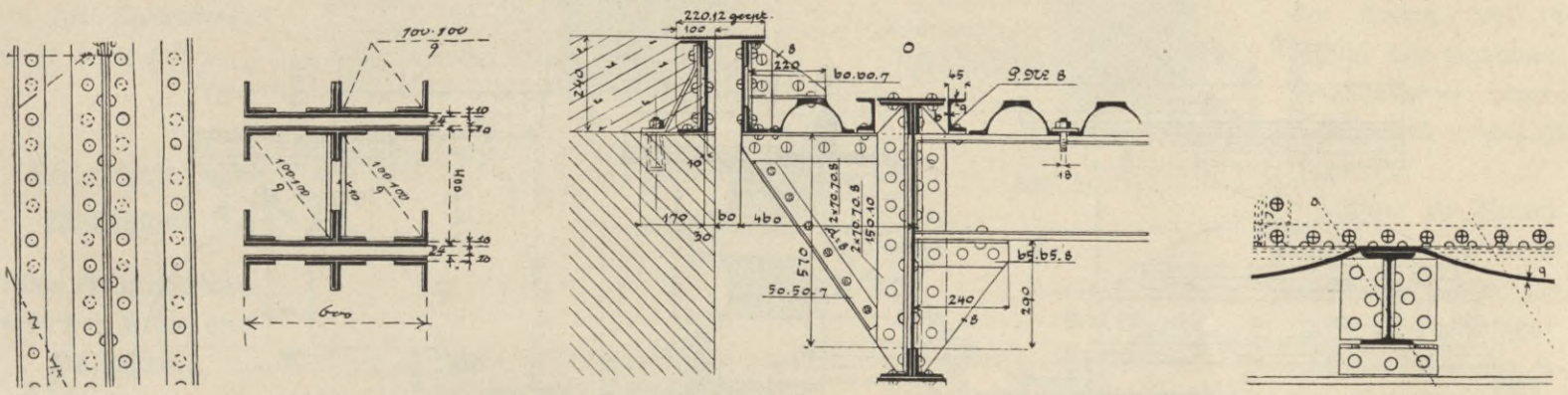


Abb. 59. Karako-Thalbrücke. 1 : 25.

Abb. 60.

Abb. 61. Längsträger-Anschlüsse. 1 : 20.

Selbstverständlich ist, dass bei obenliegender Fahrbahn eine Querversteifung in den Ebenen der Vertikalen der Hauptträger vorhanden ist. Diese wird für gewöhnlich durch ein oder mehrere Andreaskreuze mit steifen Querschnitten und einem unteren Riegel aus Gitterwerk gebildet. Abb. 39.

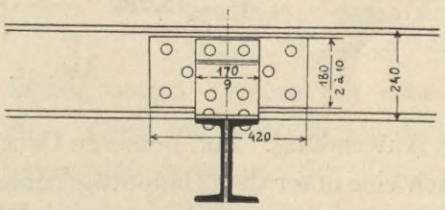


Abb. 62. Längsträger-Anschluss und Stoss. 1 : 20.

Bezüglich der Fahrbahnausbildung sei auf die in den Tafeln beigegebenen Einzelheiten verwiesen. Es sei nur kurz bemerkt, dass Zoreseisen in der Regel nicht mit den Fahrbahnträgern vernietet, sondern gewöhnlich durch Hakenschrauben — Abb. 63 — seltener durch Klemmplatten (Patent Prasil) mit ihnen verbunden werden.

Den Fahrbahnanschluss am Widerleger betreffend wird auf die diesbezügliche Tafelabbildungen sowie die Textfiguren 60 und 64—67 verwiesen. In den beiden letzteren dieser handelt es sich um Anwendung von Steinplatten zur Überdeckung des Gehweges.

Fast allgemein — selbst bei den grössten Fachwerksbrücken — sind einfache Rollenlager bzw. feste Kipplager in Anwendung. Zur besseren Drucküberträgung dient vielfach eine unter dem Hauptträgeruntergurt liegende Bleiplatte.

In den Abb. 68—70 ist ein bei den rumänischen Staatsbahnen für Balkenbrücken mittlerer Spannweite angewandte Lagerkonstruktion dargestellt. Neben der einfachen Formgebung erscheint die Möglichkeit das feste Lager in seiner Längsrichtung bequem justieren zu können, hervorhebenswert.

Auch sei hier einer eigenartigen Lagerkonstruktion von der Wiener Stadtbahn Erwähnung gethan und zwar vom Viadukt über die Gürtelstrasse in km 1,766 der Gürtellinie. Die Bahn liegt hier in einer Übergangskurve zum Radius 100 m und überschreitet die Gürtelstrasse auf einem durch 3 Brücken von 13, 35, — 40, 75 (bezw. 37, 53) und 13, 35 m Stützweite gebildeten Viadukt. Die beiden äusseren Öffnungen haben einen rechteckigen die inneren einen trapezförmigen Grundriss. Da die Stützung des Viadukts in der Mitte durch zwei eiserne Stützen erfolgt, so war es notwendig, die Lagerflächen so klein als möglich zu halten. Die dieser Forderung Rechnung tragende Konstruktion ist in den Abbildungen 71—76 dargestellt. Sie besteht darin, dass die Endvertikalen der seitlichen Träger in diejenigen der mittleren Öffnung hineingreifen und sich hier auf feste Kipplager stützen. Die untere Auflagerplatte dieser ist zugleich die obere Lagerschale für die Mittelöffnung; es ist also ein Lager in das andere versenkt. Die notwendige

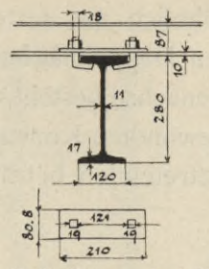


Abb. 63. Befestigung der Zorés-Eisen. 1 : 20.

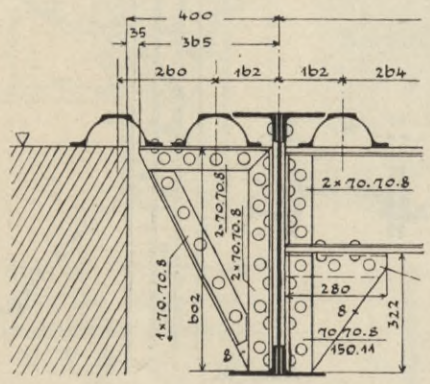


Abb. 64. Fahrbahnübergang am festen Lager.

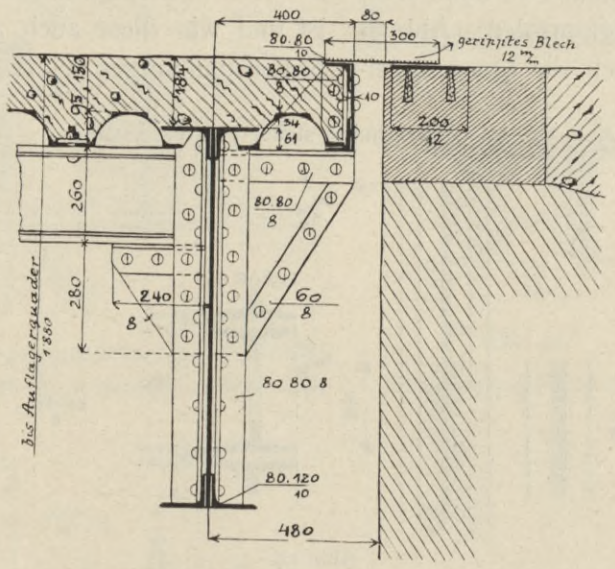


Abb. 65. Übergang der Fahrbahn am beweglichen Lager der St. Lorenzo-Brücke über die Etsch in Trient. 1 : 20.

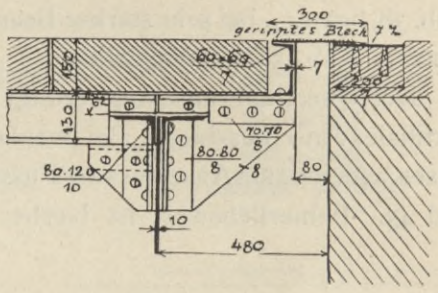


Abb. 66. Übergang des Gehweges am beweglichen Lager. 1 : 20.

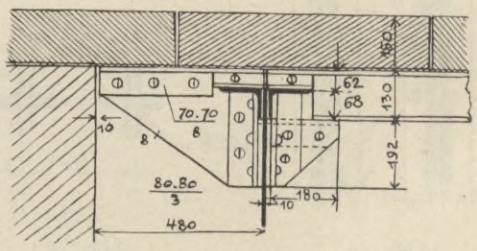


Abb. 67. Übergang des Gehweges am festen Lager der St. Lorenzo-Brücke über die Etsch in Trient. 1 : 20.

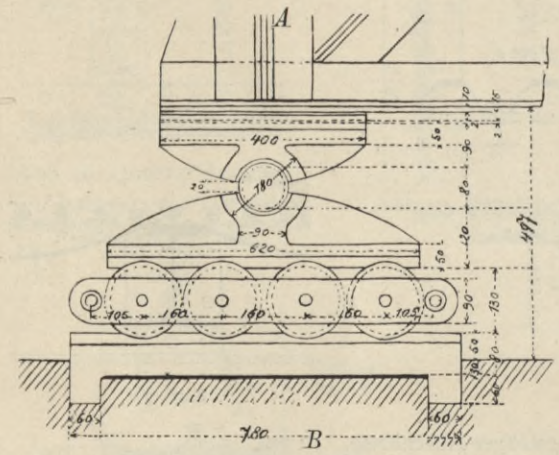


Abb. 68. Bewegliches Lager. 1 : 15.

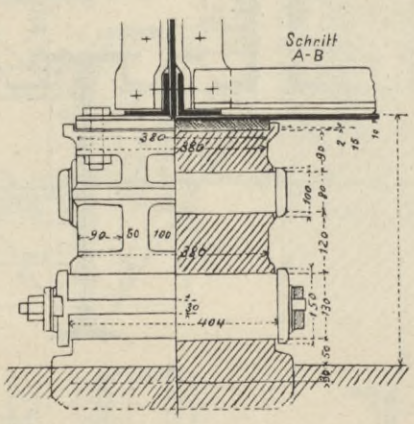


Abb. 69. Ansicht und Schnitt A—B. 1 : 15.

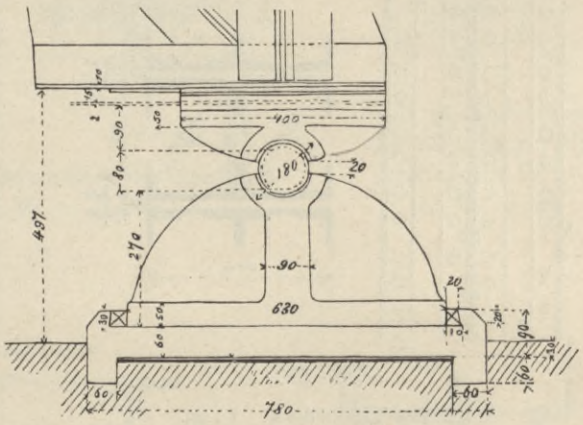


Abb. 70. Festes Lager. 1 : 15.

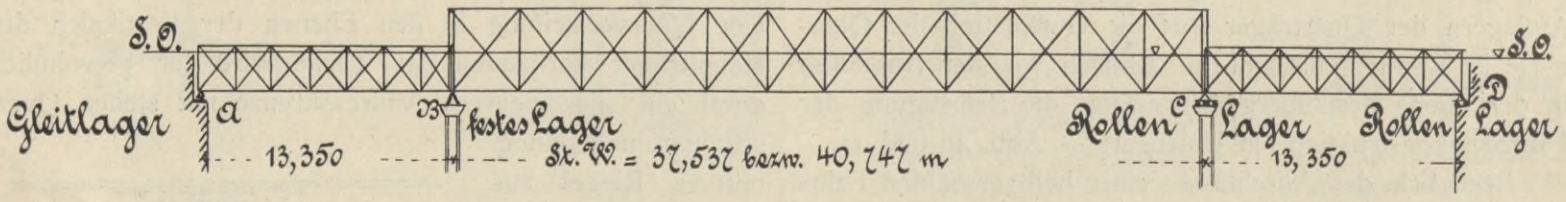


Abb. 71. Allgemeine Anordnung des Viadukts über die Gürtelstrasse. 1 : 400.

Verschieblichkeit der einzelnen Konstruktionen ist dadurch gesichert, dass der Mittelträger normal gelagert ist, und die Seitenbrücken auf den Abschlussmauern beweglich aufruhen. Mit Rücksicht auf eine geringere Bewegung der Strecke A B ist hier nur ein einfaches Gleitlager in A, dagegen in D ein Rollenlager zur Ausführung gelangt. Obwohl bezüglich der Raumersparnis die angewandte Konstruktion zweckmässig erscheint, möge doch auf den Umstand hingewiesen werden, dass bei Durchbiegungen der seitlichen Brücken sich an den oberen Lagerschalen der mittleren Hauptträger Kippwirkungen geltend machen und den Träger ungünstig beanspruchen dürften.

Zur weiteren Erläuterung der vorstehend allgemein behandelten Sonderheiten österreichischer und ungarischer Fachwerksbrücken seien nachfolgend noch einige Beispiele neuerer Konstruktionen dieser Art im Zusammenhange vorgeführt.

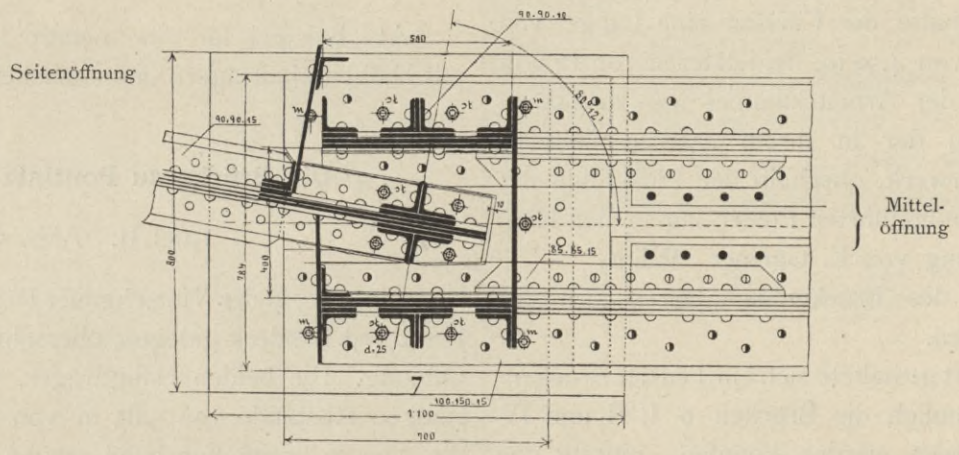


Abb. 72. Grundriss. 1 : 20.

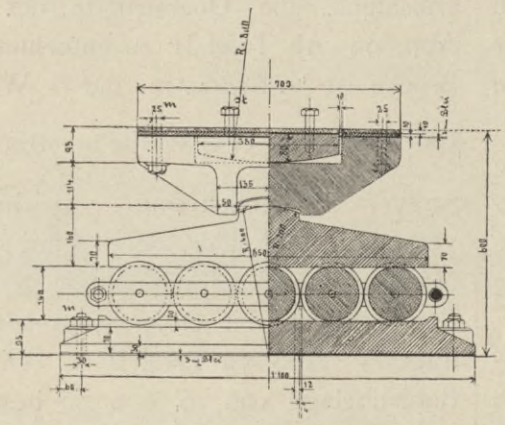


Abb. 73.

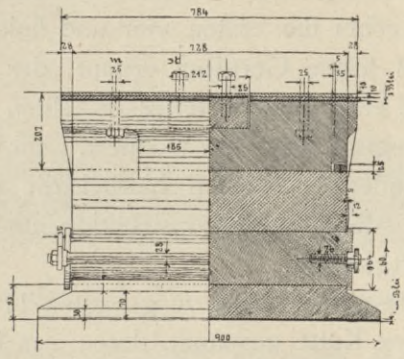


Abb. 74.

Rollen-Kipplager. 1 : 20.

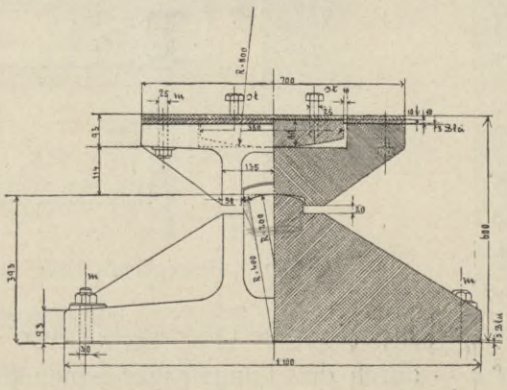


Abb. 75.

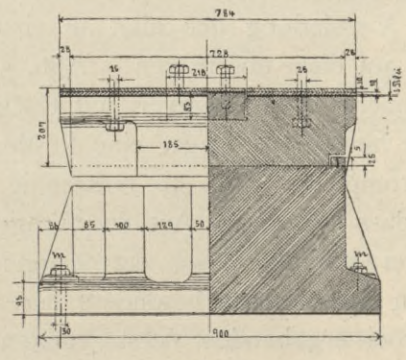


Abb. 76.

Festes Kipplager. 1 : 20.

2. Besondere Ausführungen.

α) Die Donaubrücke zwischen Stein und Mautern.

Tafel I.

Die auf Tafel I dargestellte in den Jahren 1894 – 1895 zwischen den Städten Stein und Mautern in Niederösterreich erbaute neue Strassenbrücke überschreitet die Donau in einer Flut- und vier Stromöffnungen. Der Überbau der ersteren am linken Ufer gelegenen, besteht aus einem Parallelträger von 41,7 m St. W. mit über je zwei Feldern hinüberreichenden schlaffen Diagonalen und mit untenliegender Fahrbahn.

Die vier anschliessenden Strombrücken, unter sich vollkommen gleich konstruiert, werden durch Halbparabelträger mit doppeltem Fachwerk gebildet, ein System auf dessen Unzweckmässigkeit bereits auf Seite 7 hingewiesen wurde. Es sei desshalb diese Brücke, wenn sie auch zu den grösseren neusten Strassenbrücken Österreichs gehört, hier nur kurz besprochen.

Die Hauptträger der Stromöffnungen haben je 82,0 m St. W. Ihre Anfangshöhe beträgt 6,00, ihre Höhe in der Mitte 11,0 m das ist rund $\frac{1}{7,5}$ der St. W.

Die in ihren Achsen 6,50 m von einander entfernten Hauptträger tragen zwischen sich die in Holzpflaster auf Beton und Zoreseisen ausgebildete Fahrbahn. Die seitlich an den Hauptträger anschliessenden, durch Konsolen gestützten Fusswege sind mit 5 cm starken eichenen Bohlen abgedeckt, welche auf hölzernen Längsschwellen aufruhen; diese sind mit Ausnahme der am Hauptträger anliegenden (des Bohlenstosses halber 16 cm starken) 12 cm breit. Ihre Stützung erfolgt durch die in Gitterwerk ausgebildeten Konsolen, welche an den Enden und in Mitten der einzelnen Brückenfelder angeordnet sind – Abb. 1b Tafel I.

Über die Einzelausbildung der in 18 ungleiche Felder geteilten Hauptträger und der Fahrbahn, sowie über die für die einzelnen Stäbe gewählten Querschnitte dürften die Abb. 2, 3 und 4 auf Tafel I hinreichend Aufschluss geben.

Es sei nur noch erwähnt, dass der Wind-Verband im Obergurt sowie in den beiden ersten Feldern des Untergurtes über je zwei Felder, sonst nur über je ein Feld hinübergreift und dass ferner die Verteilung der Trägerlager so getroffen ist, dass auf den Strompfeilern stets zwei bewegliche oder zwei feste Auflager sich befinden. Da das Lager am linken Ufer fest angenommen ist, tragen mithin die Strompfeiler 0 und 2 nur bewegliche, die Pfeiler 1 und 3 nur feste Lager. Als letztere sind feste Kipp-, als erstere Rollenlager ausgeführt. Fünf Walzen von je 15 cm Durchmesser nehmen den 267,5 t betragenden grössten Lagerdruck auf.

Das Gesamteisengewicht einer Stromöffnung beträgt rund 421 t, also für 1 lfd. m Brücke = 5,1 t (!).

Die Träger der 41,7 m St. W. zeigenden Flutöffnung besitzen 12 gleiche Felder von je 3,475 m Länge. Das Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt hier 162,3 t das ist für 1 lfd. m Brücke rund 3,9 t. Die Ausführung der Eisenkonstruktion lag in den Händen der Firmen Ig. Gridl und R. Ph. Wagner in Wien.

Sowohl Widerlager als Strompfeiler sind pneumatisch fundiert. Bei ersteren hatte der Caisson eine Länge von 11,50 m und eine Breite von 4,50 m, bei letzteren von 12,8 m bzw. 5,0 m. Die Höhe der Arbeitskammer war zu 2,00 m bemessen. Der Aufbau der in ihrem unteren Teile in rauhem Bruchsteinmauerwerk, oberhalb der Flusssohle mit Hackelsteinverkleidung aufgeführten Pfeiler lag in den Händen der Bauunternehmung von E. Gärtner—Wien.

Die Gesamtkosten des Brückenbaus haben sich auf rund 1370000 M. belaufen.

Recht bemerkenswert gestaltete sich ein Teil der Brückenmontage. Während nämlich die Brücken 0, I, II und IV auf festen Gerüsten erbaut werden konnten, musste der mittlere Teil von Öffnung III auf 40 m Länge als Schifffahrtsstrasse frei gehalten werden. Es wurden deshalb wie Abb. 5 auf Tafel I darstellt nur die äusseren Felder der Träger III und zwar rechts die ersten vier und links die ersten sechs Felder auf festen Gerüsten erbaut, der mittlere Teil aber mit Hülfe eines an den fertig gestellten Trägerteilen befestigten Hängegerüstes frei montiert. Zur möglichsten Gewichtsverminderung wurden hierbei die Gurtlamellen, Längsträger, die Gehwegkonstruktion und die Belageisen zunächst fortgelassen.

Zwischen den auf festen Gerüsten vorgebauten Trägerteilen wurde alsdann eine Kette gespannt, deren 2 m lange Glieder aus je zwei [Eisen bestanden. Der von dieser Kette und der auf sie später entfallenden Belastung ausgehende Horizontalzug wurde auf der rechten Seite, woselbst auf dem anschliessenden Pfeiler sich 2 feste Lager befanden, durch feste Verbindung der hier an einander stossenden Hauptträger auf diese übertragen — Abb. 5a —. Auf der linken Seite machte sich hingegen mit Rücksicht auf das hier befindliche bewegliche Lager eine Festlegung am anschliessenden Strompfeiler Abb. 5b notwendig. Es ist selbstverständlich, dass bei dieser Art des Trägeraufbaus die in dem Trägernetz von dieser eigenartigen Belastung hervorgerufenen Spannungen besonders berechnet wurden. Die sich hierbei ergebenden Verstärkungen der einzelnen Stäbe — vorwiegend kamen, der Gefahr des Zerknickens halber, Vertikalen und Diagonalen in Frage — wurden unter Anwendung von Holz provisorisch zur Ausführung gebracht — vergl. die Abb. 5c und 5d Tafel I.

Die Ketten selbst waren auf besonderen Lagerstühlen aufgehängt, deren Stützung auf dem Obergurt der fest montierten Trägerteile durch zwei I Eisen erfolgte. Nach Ausspannung der Kette und Anschluss der Hängestangen, erfolgte der Vorbau der Arbeitsplattform sowie die Montage der mittleren Felder gleichmässig von beiden Seiten aus. Die hierbei beobachtete Reihenfolge war: Untergurtstäbe, Anschluss dieser durch Diagonalen mit den bereits fertigen Brückenteilen, Querträger, Vertikalen, Einbau des Gerüstes für den Obergurt und Aufstellung dieses. Nach Schluss beider Gurte wurden die noch fehlenden Trägerteile hinzugefügt.

Der Entwurf und die Ausführung dieser ebenso zweckmässigen wie bemerkenswerten Montierungsart war das Werk des jetzigen k. k. Baurats Haberkalt im Ministerium des Innern zu Wien.

Als Beispiel für eine neuere kleinere Strassenbrücke mit Halbparabelträgern und einfachem Systeme sei erwähnt:

β) Die Brücke zu Pontlatz über den Inn.

Tafel II. Abb. 5—9.

Dieselbe, in der Vintschgauer Reichsstrasse und zwischen Prutz und Landeck gelegen, überschreitet den Inn mit einer Öffnung. Die beiden Hauptträger, welche in einem gegenseitigen Abstande von 5,85 m von einander zwischen sich die 5,30 m breite Fahrbahn tragen, sind als Halbparabelträger ausgebildet. Ihre Form ist aus der Abb. 5 Tafel II ersichtlich, die Querschnitte der Stäbe sind aus den Abb. 9a—9h Tafel II zu entnehmen. Die Stützweite der Brücke ist zu 64,260 m, die L. W. zu 63,00 m bemessen. Die Höhe in Trägermitte = 8,200 beträgt rund $\frac{1}{7,8}$ der St. W. Vorhanden sind — gleichmässig über den Träger verteilt — 12 Felder, deren Länge demgemäss je 5,355 m beträgt. An den Endpunkten der Felder liegen die als Parallelträger mit Doppeldiagonalen ausgebildeten Querträger — Abb. 7a Tafel II —. Die aus einem zweifachen Bohlenbelage von 16 + 6 cm bestehende Fahrbahndecke

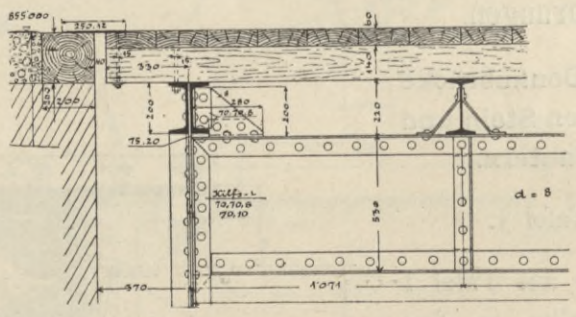


Abb. 77. Bewegliches Ende der Brücke. 1 : 30.

wird durch diese Querträger sowie — Abb. 6 und 7a Tafel II — durch drei Längsträger (einen mittleren und zwei Randträger), ferner, Abb. 77, durch vier von diesen getragenen I Eisen gestützt. Die letzteren sind auf dem Obergurte des mittleren Längsträgers mittelst zweier Blechstreifen (160 × 8 mm) befestigt und — Abb. 78 — an den Randträgern angehängt. Sie stützen in einer gleichmässigen Entfernung von je 1,071 m die untere Bohlenlage.

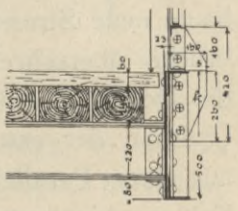


Abb. 78. Befestigung der sekundären Querträger am Randträger. 1 : 30.

Der seitliche Abschluss der Fahrbahn wird durch den oberen Teil des Randträgers gebildet. Der Abschluss am beweglichen und festen Auflager ist in den Abb. 77 und 79 dargestellt.

Vorhanden ist — Abb. 6 und 7 Tafel II — ein oberer und unterer Windverband. Ersterer beginnt bei V 4, reicht über je ein Feld und wird aus Querriegeln in den Ebenen der Ständer, sowie aus Doppeldiagonalen — einfachen Winkeleisen — gebildet.

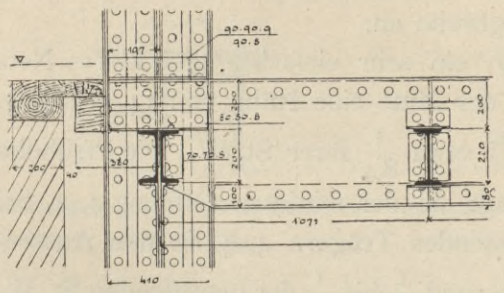


Abb. 79. Anschluss am festen Brückenlager. 1 : 30.

Die in Bruchsteinmauerwerk erbauten Widerlager sind auf Beton zwischen Spundwänden gegründet und bieten nichts Bemerkenswertes.

schliessenden, massiv gedeckten, je 1,22 m breiten Fussstege. Die Befestigung der letzteren ist durch eine 2 cm starke Asphaltlage auf Beton und verzinktem Wellbleche — Abb. 2 Tafel II — erfolgt.

Die Einzelheiten der Hauptträger und der konstruktiven Anordnung, sowie die gewählten Querschnitte der ersteren sind aus den Abb. 1—4 aut Tafel II ersichtlich. An den Endpunkten der Felder liegen die gemäss Abb. 80 u. 2 Tafel II als Parallelfachwerke ausgebildeten Querträger von 8,30 m St. W. Ihr aus 2 [Eisen (von je 22 cm Höhe) gebildeter Obergurt trägt in den drei mittleren Feldern 7 I No. 24, aut denen die Belageisen aufruhen. Die Längsträger des Fussstegs, welche die Wellblechdecke desselben tragen, sind an der Seite der Strasse durch mit den Querträgern vernietete Blechkonsolen gestützt und am

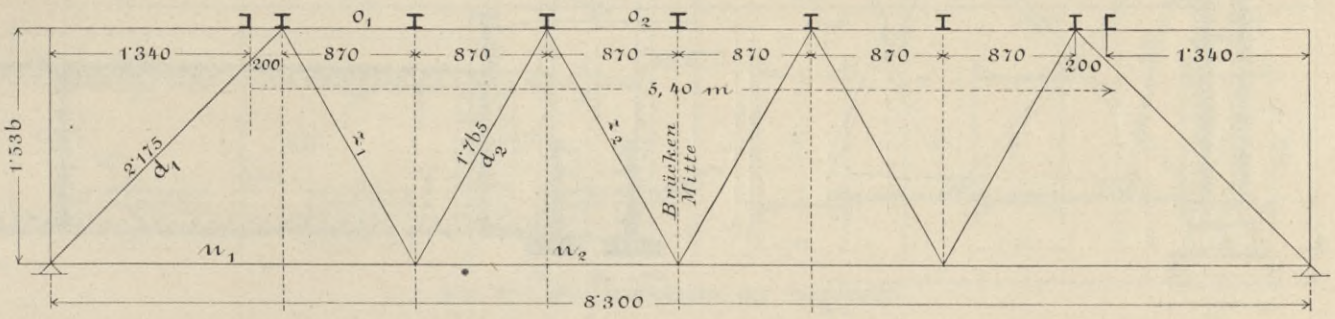


Abb. 80. Netz des Querträgers. Mstb. 1 : 50.

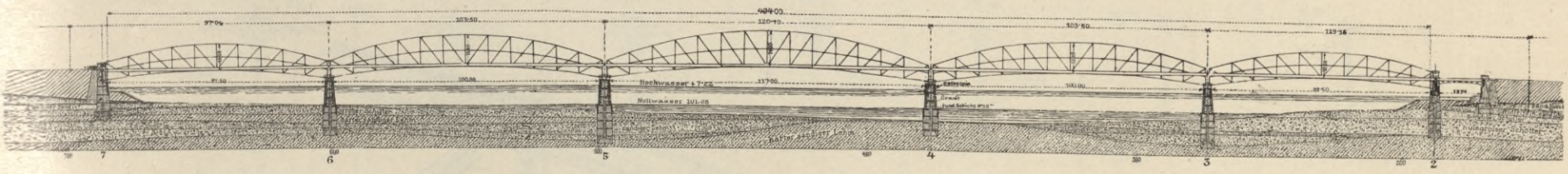


Abb. 81. Gesamtansicht der Maria Valerie-Brücke über die Donau zu Gran. Mstb. 1 : 400.

Das Gesamteisengewicht der Konstruktion beträgt — mit Ausnahme des der Brückenrevision dienenden eisernen Fahrstuhles — 140 t. Hiervon entfallen aut jeden Hauptträger für sich rund 50,2 t, auf die Querkonstruktion 34,8 und auf die Windverbände 7,8 t.

Die Brücke — als Strassenbrücke I. Ranges berechnet — darf, abgesehen von Einzelheiten, als eine zweckmässige Konstruktion bei Verwendung einer vollkommenen hölzernen Fahrbahn bezeichnet werden.

γ) Die Egerbrücke zu Laun.

Tafel II. Abb. 1—4.

Die zur Zeit im Bau begriffene Egerbrücke zu Lann überschreitet im Zuge der Reichsstrasse Laun-Teplitz die Eger mit 2 Öffnungen, deren Überbauten aus Parallelträgern — durchweg mit Doppeldiagonalen — bestehen. Die Stützweite dieser beträgt 33,0 m, die L. W. der beiden Öffnungen je 31,50 m. Die beiden zwischen den Gurtmitten 3,30 m hohen Träger ($= \frac{1}{10}$ der St. W.) besitzen 10 im Aufriss quadratische Felder. Sie tragen, in einer gegenseitigen Entfernung von 8,30 m gelegen, zwischen sich die rund 5,40 m breite in Schotter auf Belageisen ausgebildete Fahrbahn und die seitlich an diese sich an-

Hauptträger mit Hülfe des nach oben verlängerten Querträgeranschlussblechs angehängt.

Der über je 2 Felder hinübergreitende Windverband liegt in der Ebene des Untergurts. Die Fundierung, sowie der Autbau der Pfeiler bieten nichts Bemerkenswertes. Das Gesamteisengewicht einer jeden der beiden Öffnungen beträgt rund 93,2 t. Hiervon entfallen auf den einzelnen Hauptträger 19 t, auf die Querkonstruktion der Brücke 29,8 t, auf den Windverband rund 2,3 t.

Die Brücke ist als eine solche I. Ranges nach den hierfür geltenden Bestimmungen berechnet.

δ) Die Maria Valerie-Brücke über die Donau bei Gran.

Diese, in den Jahren 1893—95 erbaut, verbindet die an der Donau gelegene Stadt Gran mit dem gegenübergelegenen Dörfchen Parkany. Sie gehört zu den weitest gespannten Brücken, welche Österreich-Ungarn aufzuweisen hat und kann als Typus des vorerwähnten in Ungarn bevorzugten Parabel-Träger-Systems mit angehobenem Untergurte gelten.

Die Gesamtlichtweite von 480 m verteilt sich — Abb. 81 aut 5 Öffnungen; die beiden äusseren besitzen eine L. W. von je 81,0 m, die nach der Mitte zu folgenden von je 100,0 m, während der mittelste Träger eine Öffnung von 117,0 m überspannt. Die betreffenden St. W. der Haupt-Träger sind 83,5 bezw. 102,00 bezw. 119,00 m.

Am Graner Ufer schliesst sich die Uberbrückung einer Uferstrasse durch Balkenträger mit gebogenem Untergurte von 16 m St. W. und 15 m L. W. an das Hauptbauwerk an.

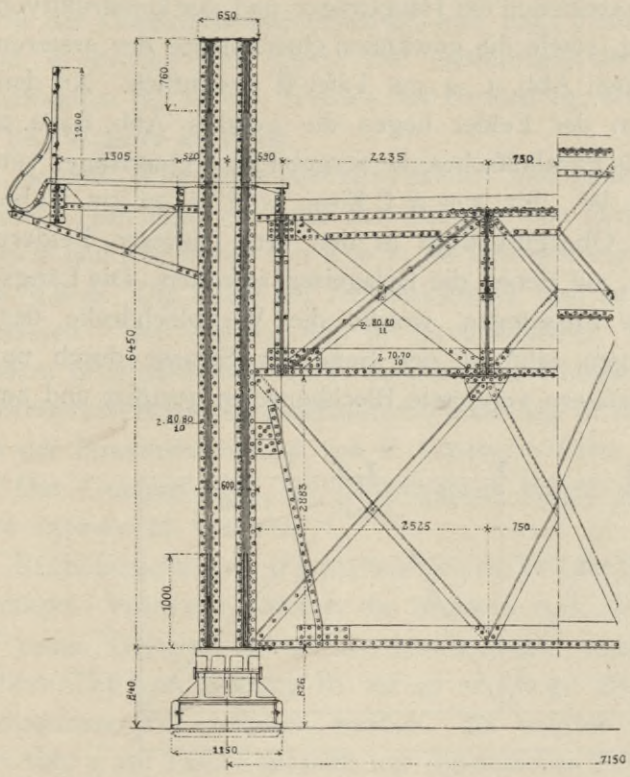


Abb. 82. Querschnitt durch die Brücke am Auflager. 1 : 80.

Sie tragen zwischen sich die eine Breite von rund 6,0 m besitzende in Holzpflaster ausgebildete Fahrbahn. An den Aussenseiten schliessen sich Fusssteige von je rund 1,50 m Gehwegbreite an.

Die Hauptträger, ein sehr einfaches und klares Netz zeigend, besitzen in der Mitte eine Höhe von 14 m (bezw. 12,0 und 10,0 m), d. i. etwa $\frac{1}{8,4}$ ihrer St. W. Die Pfeilhöhe des Untergurts beträgt bei der mittleren Öffnung 4,44, bei den beiden anschliessenden Trägern 4,04, in den Aussenöffnungen 3,31 m also rund $\frac{1}{26}$ bis $\frac{1}{25}$ der betreffenden St. W.

An den Endständern ist die Höhe aller Träger gleich gross = 6,45 m. Die einzelnen Überbauten sind in 14 bezw. 12 und 10 gleiche Felder geteilt, deren Weite mit-

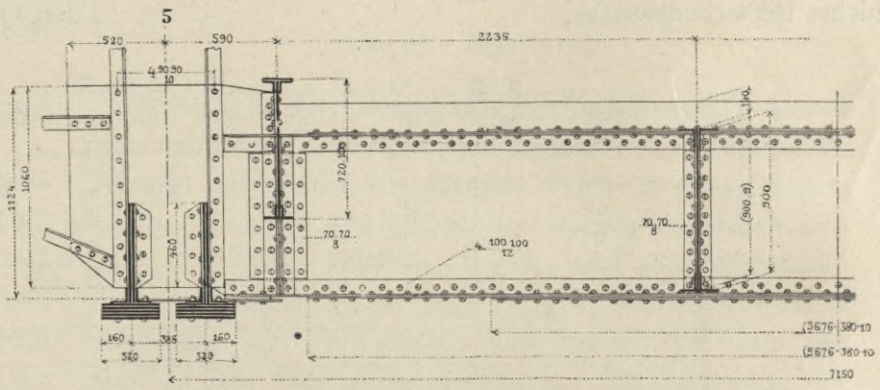


Abb. 83. Querschnitt in Brückenmitte. 1 : 40.

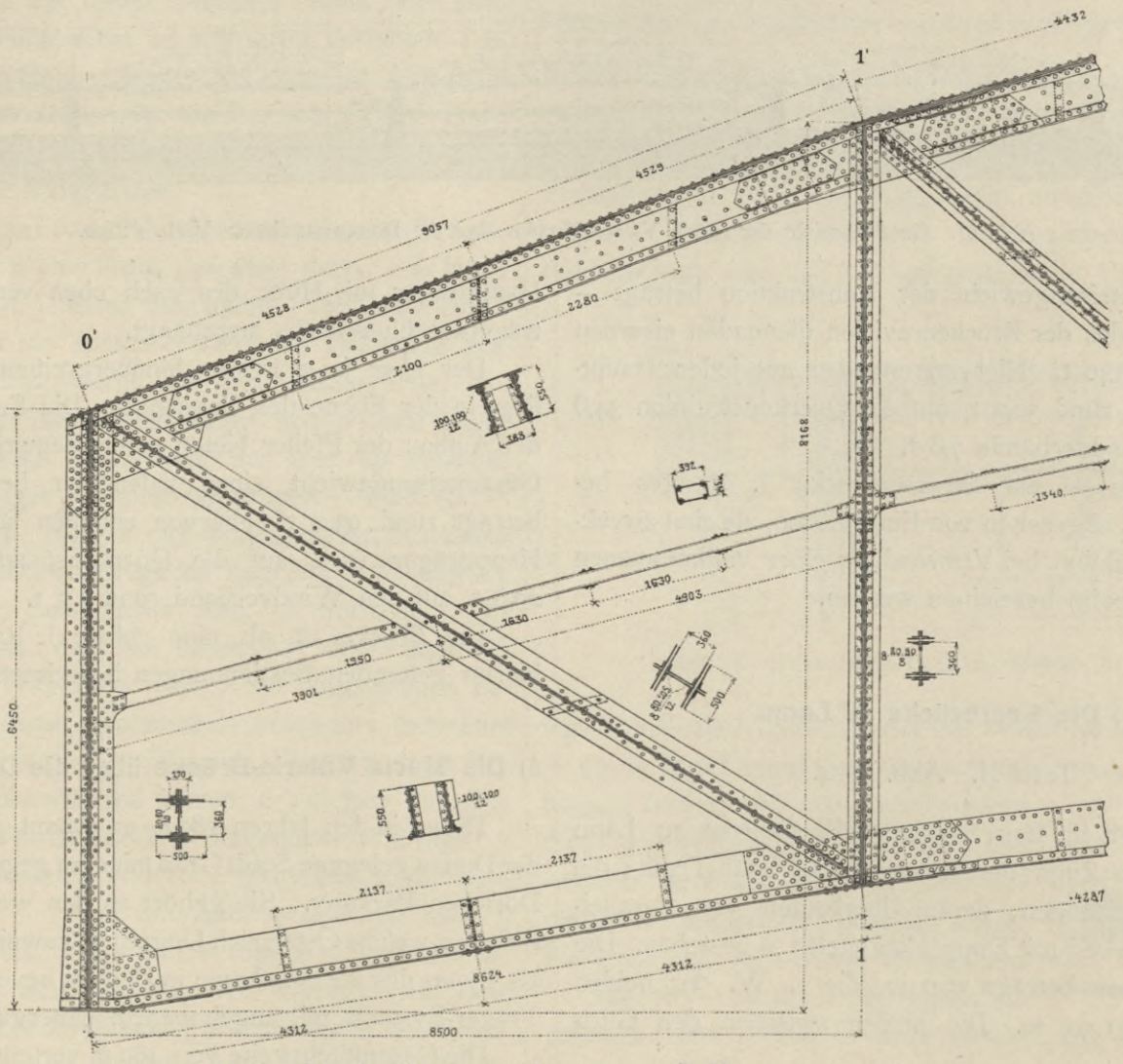


Abb. 84. Die Ausbildung des Hauptträgers (St. W. 102,0 m). 1 : 80.

Die beiden mit einem parabolischen Ober- und Unter-Gurt zur Ausführung gekommenen Hauptträger sind — Abb. 82 u. 83 — in ihren Achsen 7,15 m von einander entfernt.

hin 8,50 m bei den drei mittleren, 8,35 m bei den beiden äusseren Trägern beträgt.

Über die Einzelheiten der Träger geben die Abb. 82 bis 84 Aufschluss, entlehnt dem Hauptträger von 102,0 m

St. W. Die Ausbildung der Gurte und steif profilierten Gitterstäbe, sowie die der Knotenpunkte entspricht — Abb.

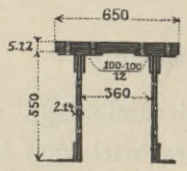


Abb. 85. Grösster Querschnitt des Obergurtes.

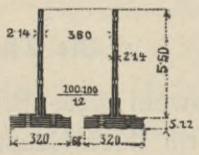


Abb. 86. Grösster Querschnitt des Untergurtes.

85—88 — den auf Seite 9—11 erörterten allgemeinen Grundsätzen.

Zur Verminderung der Knickgefahr sind die Fachwerkstäbe in halber Höhe durch ein Zwischenband aus 2 [gefasst, das mit besonderen Knotenblechen an Ständer und Streben angeschlossen ist.

Die Fahrbahn, welche zukünftig neben dem Wagenverkehr in ihrer Mitte noch das Gleis einer Nebenbahn aufnehmen soll, wird — Abb. 82 u. 83 — gestützt durch an den Feldenden liegende Querträger und 4 Längsträger. Die beiden mittleren dieser sind als Blechträger von 900 mm Höhe ausgebildet und da sie später der Stützung des Gleises dienen sollen, symmetrisch zur Brückenachse und in 1,50 m von einander gelegt. Die Fahrbahn selbst besteht aus einem kräftigen Bohlenbelage, auf dem das imprägnierte Holzpflaster mit einem Quergefälle von 1 : 50 verlegt ist. Zur Abdeckung der Fussstege dienen 6 cm starke Eichenbohlen. Entsprechend der verschiedenen Höhenlage der Querträger über dem gebogenen Untergurte sind diese in den mittleren Feldern aus Blechträgern, weiter nach den Auflagern zu aus Parallel-Trägern gebildet — siehe Abb. 83 u. 82.

Vom dritten Felde an erhalten die Träger einen oberen Quer- und Windverband. Ersterer wird an jedem Ständer durch einen fest angeschlossenen 2,45 m hohen Gitterträger, sowie in Feldmitte durch eine leichtere Querverbindung von der Höhe des Obergurts gebildet. Ein unterer Windverband liegt in der Ebene des Untergurts und überträgt seine Spannung durch einen kräftigen, unter der Fahrbahn liegenden Querriegel am Endquerträger nach dem Auflager.

Als zufällige Belastung war bei Berechnung der Brücke zu Grunde gelegt: 1. ein Zug aus 3 Lokomotiven von 10 t Achsdruck, sowie aus Lastwagen von 7,0 m Länge, 2,90 m Radstand und 8,5 t Achsgewicht. 2. Strassenfuhrwerke von 16 t Gewicht, entsprechend der ungarischen Bestimmung, sowie 3. Menschengedränge von 400 kg/qm.

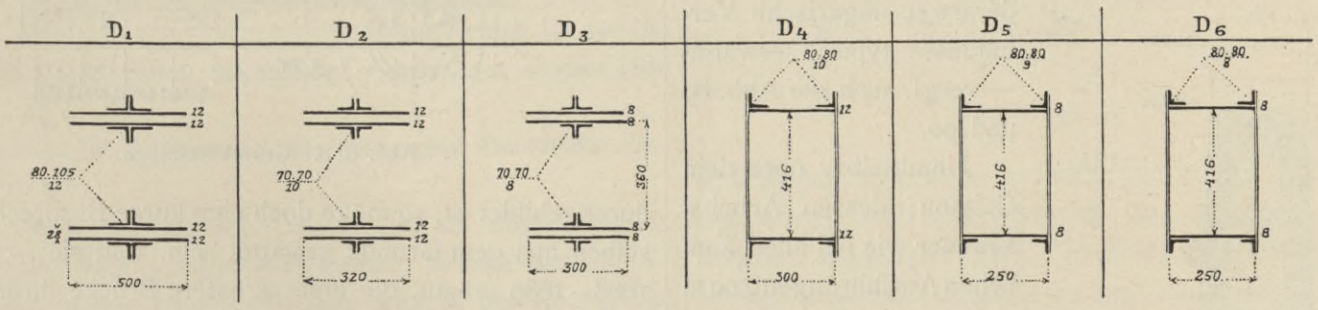


Abb. 87. Die Querschnitte der Diagonalen.

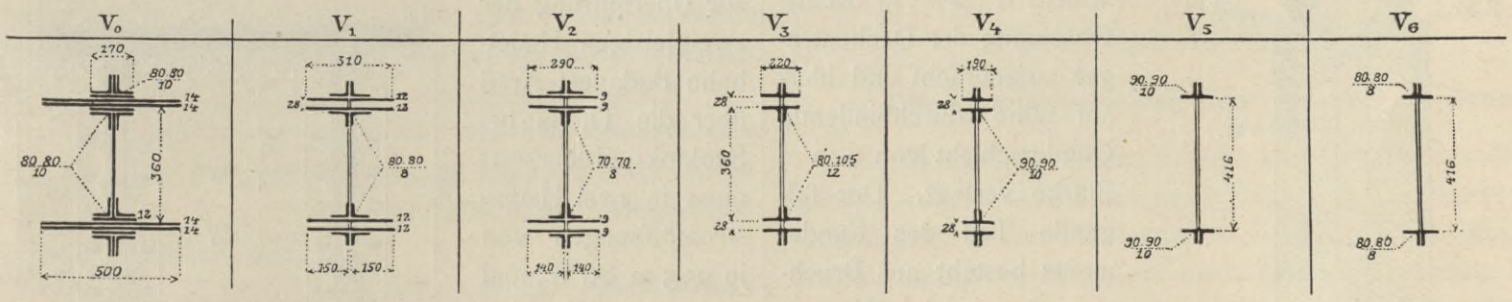


Abb. 88. Die Querschnitte der Vertikalen.

Das Gewicht der einzelnen Öffnungen betrug:

St. W.	Gewicht in t	Gewicht für 1 lfd. m Träger in t	Gewicht für 1 qm Fb. einschl. der Fussstege in kg
83,5	352	4,22	470
102,0	402	3,94	440
119,0	737	6,11	680

Die Eisenkonstruktion wurde von der Brückenbauanstalt der Kgl. Ungarischen Staatsmaschinenfabrik zu Budapest geliefert. Für die t fertiger Konstruktion wurden rund 400 Mk. bezahlt.

Wie aus Abb. 81 ersichtlich, erhält die Brücke 4 Strompfeiler, 1 Zwischenpfeiler am Graner Ufer und 2 Landwiderlager. Mit Ausnahme des Uferanschlusses auf Graner Gebiete wurden alle Pfeiler mit Luftdruck gegründet und zwar bis zu dem z. T. 14,0 m unter N.W. liegenden tragfähigen Boden.

Die Hauptabmessungen der Pfeiler gehen aus der folgenden Zusammenstellung hervor (vgl. Abb. 81):

Strompfeiler Nr.	Länge des Fundaments	Breite des Fundaments	Pfeilerstärke in Höhe der Auflagerquadern	Fundierungstiefe	Gesamte Höhe bis Auflagerstein Oberk.
3	15,150 m	5,20	3,30	— 14,0	23,42 m
4	15,550 „	5,60	3,70	— 12,0	21,42 „
5	15,550 „	5,60	3,70	— 10,0	19,42 „
6	15,150 „	5,20	3,30	— 10,00	19,42 „
Uferpfeiler 2	14,50 „	4,50	3,10	— 10,00	19,42 „
Landwiderlager					
Parkany	15,00 „	5,20	4,00	— 8,00	17,42 „
Gran	12,80 „	4,20	2,14	+ 1,30	8,12 „

Aus dem Arbeitsvertrage mit der Firma S. Cathry in Budapest, welcher der gesamte Brückenbau für die Summe

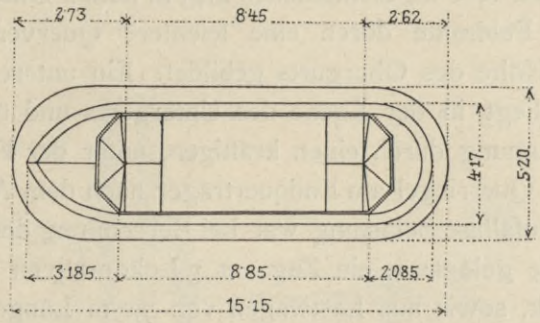


Abb. 89. Grundriss eines Strompfeilers.

von 2,325,600 Mk. übertragen war, seien — die Herstellung der Pfeiler betreffend — die folgenden Einzelheiten als für derartige ungarische Verhältnisse typisch erwähnt — vergl. auch die Abb. 89 und 90.

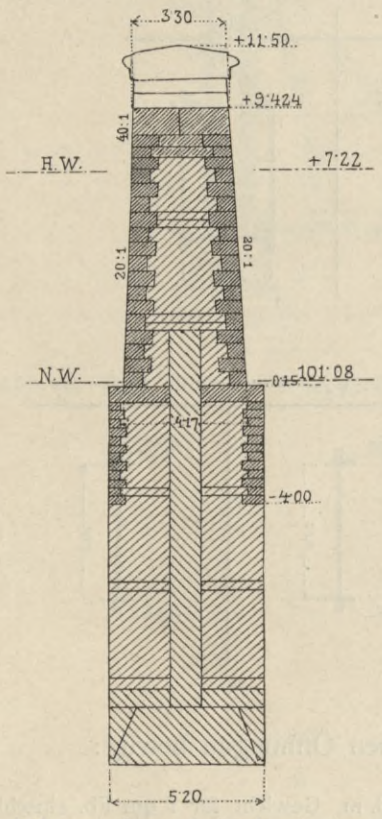


Abb. 90. Querschnitt durch einen Strompfeiler.

Unmittelbar über dem Caisson, dessen Arbeitskammer wie bei allen ähnlichen Ausführungen 2,00 m Höhe besitzt, ist eine Betonschicht (1 : 2½ : 5) bis zur Oberkante der Deckenträger aufgebracht und hierauf eine durchbindende Quaderschicht von 0,40 m Stärke verlegt. Der folgende Teil des Fundaments besteht aus Bruchsteinmauerwerk in Wasserkalk. Alle 3,00 m ist eine 30 cm hohe durchbindende Quaderschicht anzuordnen; eine solche — jedoch 50 cm stark — dient auch zur Abdeckung des eigentlichen Fundamentkörpers.

Das aufgehende Mauerwerk besteht aus lagerhaften in Wasserkalk verlegten Bruchsteinen. Zur Verkleidung dienen bis zur Höhe der Vorköpfe 50—60 cm hohe Granitquader, weiter oberhalb Kalksteine. Unter den aus Granit bestehenden Auflagersteinen liegen 2 Druckverteilungsschichten von je 40 cm Höhe.

Die Gesamtkosten für den Unterbau der Brücke haben sich auf rund 889,000 Mk., die Ausgaben für das Fundament auf durchschnittlich 94 Mk. für 1 cbm belaufen.

ε) Die Theissbrücke bei Szolnok.

Obwohl diese Brücke in ihrer Gesamtanlage wie in der Form ihrer Hauptträger der vorbeschriebenen Graner Donaubrücke ähnlich, dabei älteren Datums und weniger gut

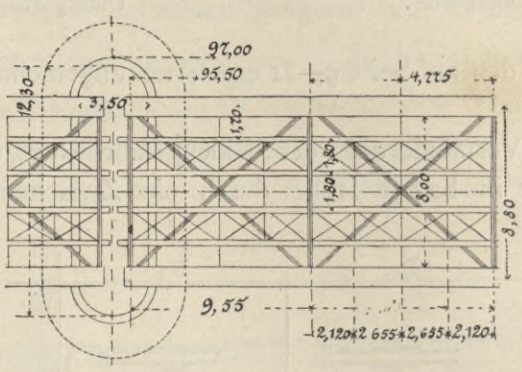


Abb. 91 b. Grundrissanlage.

durchgebildet ist, so möge doch eine kurze Besprechung derselben aus dem Grunde gestattet sein, weil sie — im Jahre 1888—1889 erbaut, die erste grössere Brücke ihrer Art gewesen ist. Sie dient zur Überführung der zweigleisigen Hauptbahn Budapest-Arad über die Theiss bei Szolnok und übersetzt diese in zwei Hauptstromöffnungen von je 95,5 m St. W. und 93,5 m L. W. Am rechten und linken Ufer schliesst sich eine Flutbrücke an, deren Überbauten durch Parallelträger gebildet werden — Abb. 91.

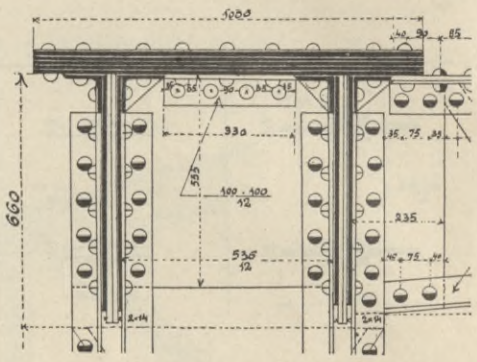


Abb. 92. Der grösste Querschnitt im Obergurt. 1 : 20.

Die Form der vornehmlich interessierenden Hauptträger der Strombrücke ist in Abb. 91 a, die Grundrissanordnung in Abb. 91 b ebendaselbst dargestellt. Die mathematische Höhe des Hauptträgers beträgt in der Mitte 12,00 m das ist rund 1/8 der Stützweite. Der Untergurt um 2,97 m angeboben, zeigt ein Pfeilverhältnis von 1/32. Die grössten Querschnitte im Ober- und Untergurt sind in den Abb. 92

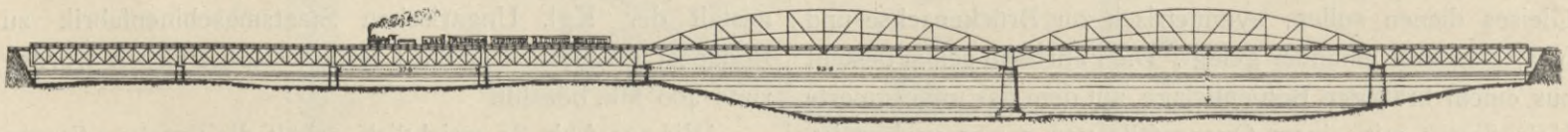


Abb. 91. Die Gesamtansicht der Szolnoker Theissbrücke. 1 : 2000.

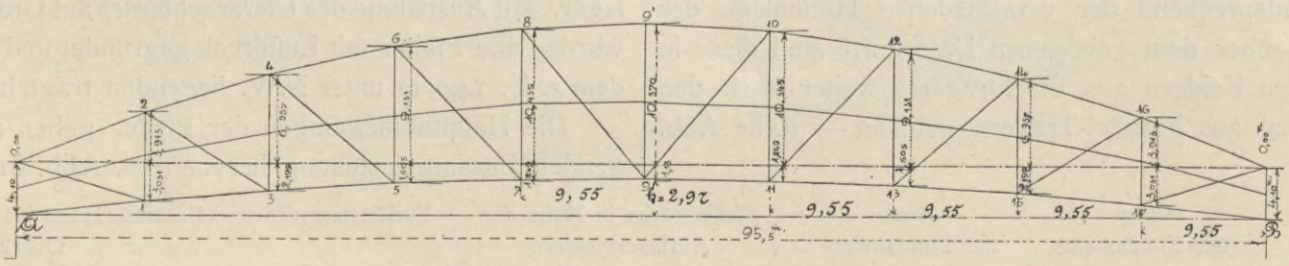


Abb. 91 a. Die Form des Hauptträgers.

und 93 dargestellt. Die Form der letzteren erscheint im besonderen wenig günstig gewählt. Sämtliche Ständer und Streben sind mit steifen Querschnitten ausgebildet.

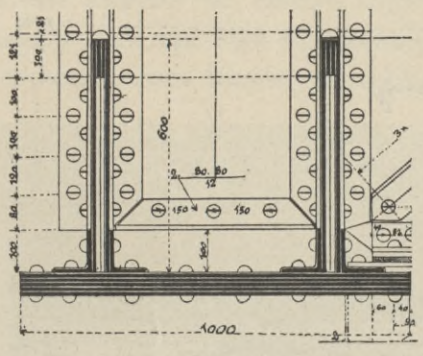


Abb. 93. Der grösste Querschnitt im Untergurt. 1 : 20.

Die lichte Breite der zweigleisigen Fahrbahn beträgt — dem Normalprofil angepasst — 8,00 m, die Feldweite der Hauptträger 9,55 m. Quer- und Längsträger sind als Gitterträger z. T., dem Alter der Brücke entsprechend, mit Flacheisen-Diagonalen ausgeführt. In der Mitte eines jeden Feldes ist zudem ein leicht konstruierter sekundärer Querträger angeordnet — Abb. 91 b.

Die normale Entfernung der hölzernen Schwellen beträgt 885 mm.

In den sechs mittleren Feldern ist ein oberer Wind- und Querverband — dem der Graner Brücke ähnlich — vorhanden. Das Gleiche gilt von dem in der Ebene des Untergurtes liegenden zweiten Windverbande. Ferner ist eine Horizontalversteifung — Abb. 91 b — zur Aufnahme der von der Verkehrslast hervorgerufenen Stösse zwischen je zwei zusammenhängenden Längsträgern eingelegt.

Das Gewicht einer jeden der fünf Flutöffnungen (von 38,9 m St. W.) beträgt rund 145 t, dasjenige einer Stromöffnung etwa 560 t, das ist für 1 lfd. m der zweigleisigen Brücke 3,64 bezw. 5,86 t.

Die Eisenkonstruktion wurde von der Brückenbauanstalt der Kgl. Ungarischen Staatsmaschinenfabrik zu Budapest hergestellt.

c) Durchgehende Träger über mehr als zwei Stützpunkten.

1. Allgemeines.

Es dürfte bekannt sein, dass in Österreich — Ungarn kommt hierbei nicht in Frage — in früherer Zeit verschiedene Brücken ausgeführt worden sind, welche nach Abb. 94 mit gekrümmtem Untergurte und gradlinigem Obergurte versehen, den Eindruck von Bogenbrücken machen, ihrer Stützung halber aber Balkenträger sind. Dass eine derartige Formgebung mit Rücksicht auf die entgegengesetzt zu den Höhen der Träger verlaufende Momentenkurve unzweckmässig ist, liegt auf der Hand, da dort, wo das geringste Material notwendig, die grösste Trägerhöhe und umgekehrt bei der stärksten Biegungsbeanspruchung die kleinste Höhe vorhanden ist. Es eignen sich jedoch derartige Formen sowohl im Hinblick auf die statischen Verhältnisse als auch aus ästhetischen Rücksichten gut für Balkenträger auf mehreren Stützen, da hier die grösseren Trägerhöhen durch die über den Mittelstützen vorhandenen starken Momente gerechtfertigt erscheinen — Abb. 95. Als Beispiele derartiger Ausführungen seien zwei Brückenbauten in Graz erwähnt, die in diesem Jahre vollendete Radetzky-Brücke, sowie die aus dem Jahre 1889 stammende Franz-Karl-Brücke. In ihren Einzelheiten bieten sie weniger Bemerkenswertes, nur die Gesamtanlage dürfte interessieren.

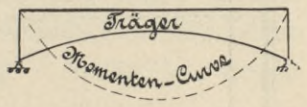


Abb. 94.

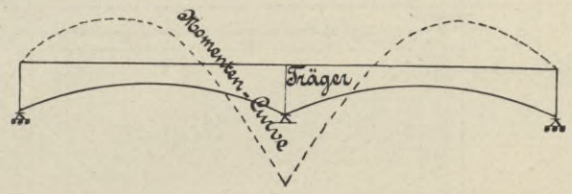


Abb. 95.

2. Besondere Ausführungen.

α) Die Radetzky-Brücke über die Mur in Graz.

Die Hauptträger dieser Brücke, über drei Stützen durchgehend und den vorerwähnten Gesichtspunkten entsprechend konstruiert, besitzen eine gesamte Stützlänge von 66,12 m, welche sich gleichmässig auf beide Öffnungen verteilt. Die L. W. dieser sind unter den Abdeckplatten der Pfeiler gerechnet, zu je 31,5 m bemessen. Die Stärke des mittleren Pfeilers beträgt in seinem oberen Teile 2,00 m, in Flusssohlenhöhe 2,50 m. Vorhanden sind sechs Hauptträger, deren beide äusseren eine andere Formgebung wie die inneren vier erhalten haben. Ihr Trägernetz ist zwar dem der inneren ähnlich — Ständerfachwerk mit über je ein Feld sich erstreckenden Doppeldiagonalen — Abb. 96 —, die Pfeilhöhe des Untergurts jedoch eine grössere als bei den mittleren Trägern. Während bei letzteren diese nur 0,56 m beträgt, ist sie bei den äusseren zu 0,90 m bemessen. Da jedoch die Endvertikalen, sowie die Ständer über dem Mittelpfeiler bei allen Trägern dieselbe mathematische Höhe — rund 3,00 bezw. 2,43 m besitzen, ragen die hinteren Träger unter dem vorderen hervor und treten so in einen unwillkommenen Wettbewerb mit diesem.

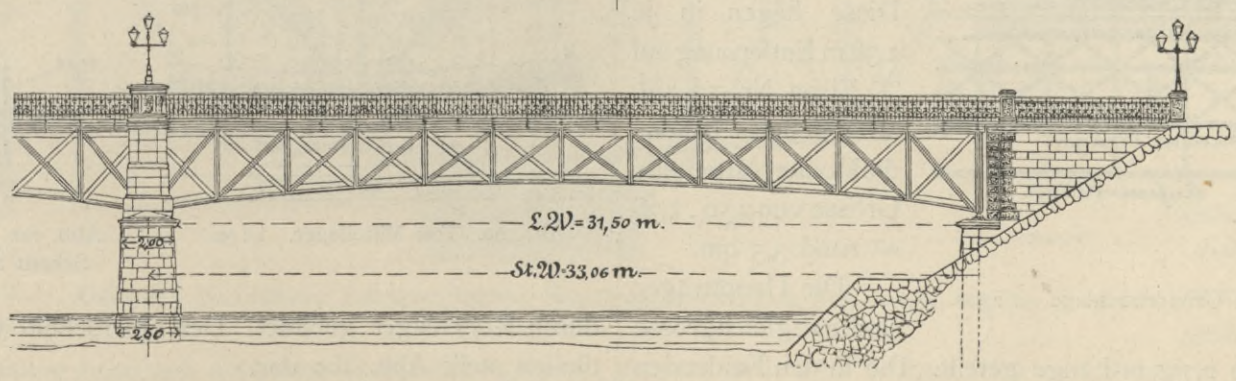


Abb. 96. Ansicht einer Öffnung der Radetzky-Brücke und eines äusseren Hauptträgers. 1 : 300.

Über die Ausbildung der Hauptträger ist nichts Besonderes zu bemerken, da das System wenig zweckmässig erscheint und z. T. Flacheisendiagonalen enthält. Die gegenseitige Entfernung der vier mittleren Hauptträger ist — der Mitte jedes Brückenfeldes angeordneten I Eisen sind an dem Fahrbahnrandträger befestigt und auf dem äussersten Hauptträger aufgelagert, über dessen Aussenkante sich noch rund 55 cm hervortreten.

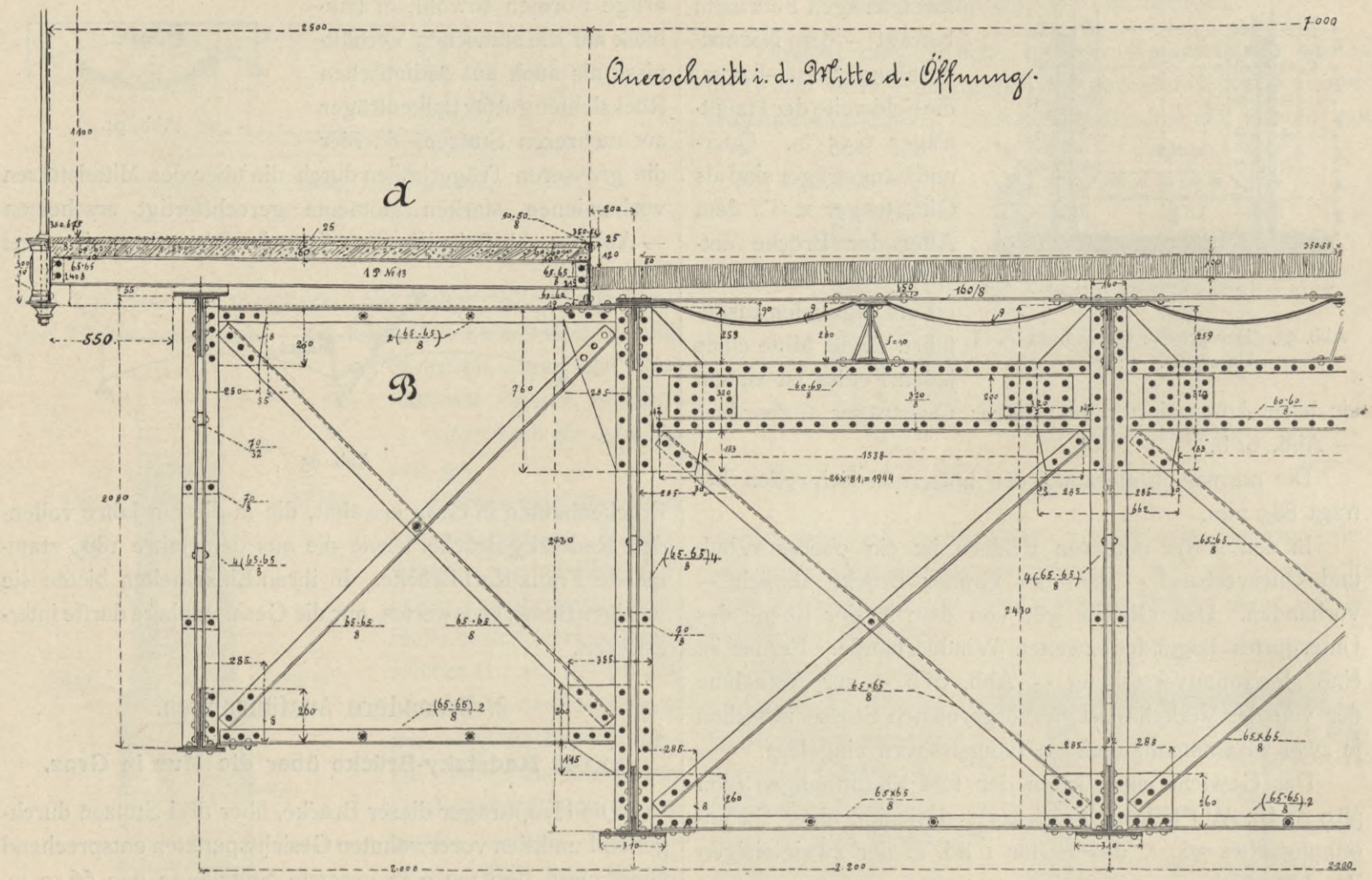


Abb. 97. 1 : 30.

Abb. 97 — zu je 2,20 m, der Abstand der äusseren und der nächstliegenden zu je 2,00 m bemessen. Die Fahrbahn der Strasse liegt über den mittleren Trägern. Sie besitzt eine Breite von 7,00 m und wird durch Holzpflaster auf Beton und Hängeblechen gebildet. Die Bahn des Fussweges besteht aus einer 2,5 cm starken Asphaltlage, welche durch 6 cm starke Monierplatten gestützt ist. Diese liegen in je 1,38 m Entfernung auf I Eisen Nr. 13 auf. Demgemäss haben die Monierplatten eine Grösse von 2,50 . 1,38 = rund 3,5 qm.

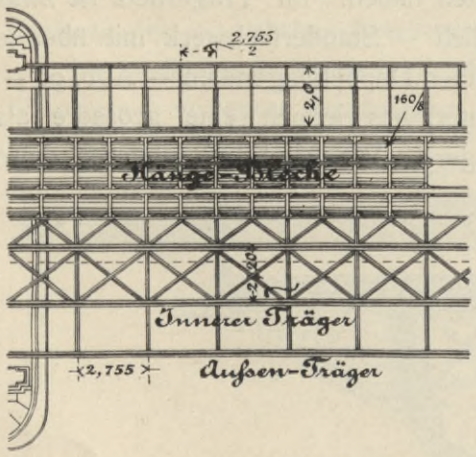


Abb. 98. Die Grundrissanlage. 1 : 300.

Die Hauptträger sind in 12 gleichgrosse Felder von je 2,755 m Länge geteilt. Die in den Feldenden liegenden versenkten Querträger von 2,20 m St. W. tragen in der Mitte je einen Längsträger I Nr. 28, der zur Stützung der Hängebleche dient. In der Mitte eines jeden Feldes ist ferner noch eine besondere Querverbindung durch ein mit den Hauptträger-Obergurten und den vorerwähnten Längsträgern vernietetes Flacheisenband 160/8 angebracht, Abb. 97. Die den Fussstegbelag stützenden, an den Enden und in Querversteifungen liegen in den Ebenen der Ständer, Windkreuze sind, je über 1 Feld reichend in der Ebene des Untergurts an diesen angeschlossen — Abb. 98.

Das feste in Abb. 99 dargestellte Lager ruht auf dem Mittelpfeiler; die beweglichen Stützungen am Lande sind

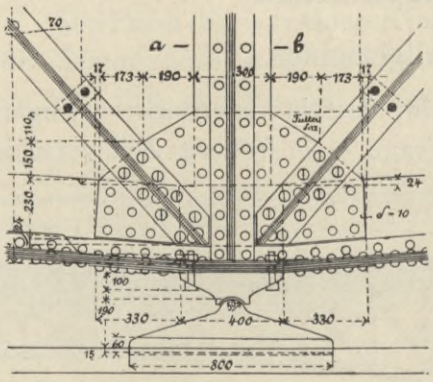


Abb. 99. Das Mittellager. 1 : 30.

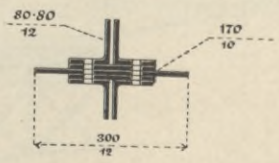


Abb. 100. Mittelstütze. Schnitt a—b. 1 : 15.

durch Rollenlager gebildet. Den Querschnitt der Mittelvertikalen stellt Abb. 100 dar.

Die beiden Uferpfeiler sind auf Beton zwischen Spundwänden, der Mittelpfeiler bis 7,00 m unter Null mit Hülfe von Pressluft gegründet.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion, deren Ausführung in den Händen der Österreichischen Alpinen Montangesellschaft zu Graz lag, beträgt rund 250 t. Die Gesamtkosten des Bauwerkes haben sich auf etwa 285600 Mk. belaufen.

β) Die Franz Karl-Brücke über die Mur in Graz.

Diese Brücke — eine Strassenbrücke wie die vorbeschriebene — und in den Jahren 1889—1890 erbaut — kann als das Vorbild für erstere angesehen werden. Es seien deshalb auch nur ihre Hauptabmessungen, sowie ihre bemerkenswerteren Sonderheiten hier mitgeteilt.

Abb. 101. Die Gesamtansicht der Franz Karl-Brücke über die Mur in Graz.

Die gesamte Stützlänge des über zwei Öffnungen gespannten Hauptträgers Abb. 101 beträgt 66,0 m und verteilt sich gleichmässig auf beide Öffnungen. Vorhanden sind 2 × 20 Felder zu je 1,65 m — Abb. 102 —.

Die mathematische Höhe der Träger beträgt über den End-Auflagern 2,00 m in der Mitte jeder Öffnung 1,698 und über dem Flusspfeiler 2,784 m. Vorhanden sind ähnlich wie bei der Radetzkybrücke 6 Hauptträger, deren 4 mittlere gleich ausgebildet sind, während die äusseren beiden, da sie nur zur Stützung des Flusssteges dienen, leichter konstruiert wurden. Die gegenseitige Entfernung der inneren Träger beträgt 3,200 m, der Abstand der äusseren von den nächstliegenden 2,50 m. Die in Holzpflaster auf Beton und parallel zur Längsachse der Brücke liegenden Zoreseisen ausgebildete Fahrbahn ist 9,00 m, jeder anschliessende Fusssteg 3,50 m breit — Abb. 103 —. Im übrigen dürfte durch die beigefügten Abbildungen die Anordnung der Konstruktion zur Genüge erklärt werden.

Die ganze Aussenseite der ersten Hauptträger ist zum Zwecke der Anbringung eines architektonischen Schmuckes durch eine Blechwand — Abb. 104 — verkleidet, gegen welche sich von unten und oben reich ornamentierte Gesimse lehnen. Die in Abb. 101 dargestellte hervorragende architektonische Ausgestaltung der Brücke ist das Werk des Professors R. Bakatowitz zu Graz.

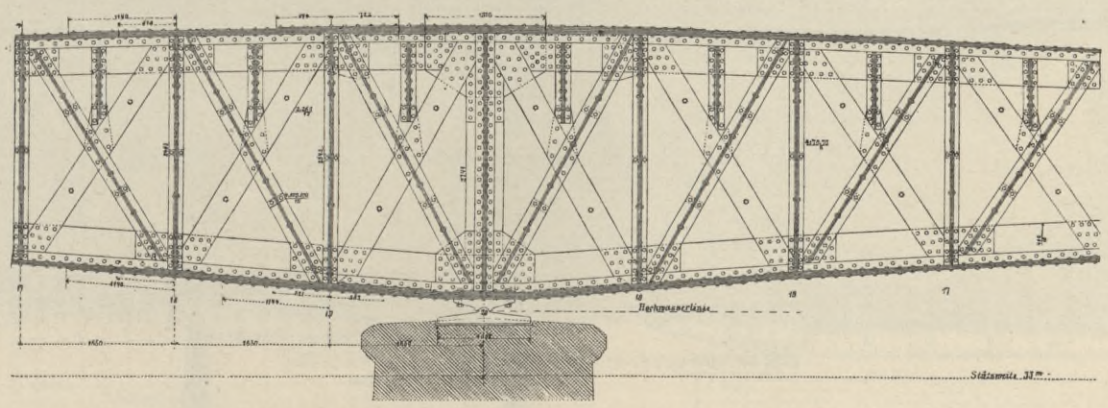


Abb. 102. Der mittlere Teil eines inneren Hauptträgers der Franz Karl Brücke in Graz. 1 : 80.

Ausser bei Brücken, wie den vorbeschriebenen finden im allgemeinen Träger auf mehreren Stützpunkten in Österreich und Ungarn z. Z. wenig Anwendung, da man auch dort — wie bei uns — erkannt, dass die theoretischen Vorteile solcher Konstruktionen in der Praxis sich nicht verwirklichen lassen. Es müssen schon ganz besondere Umstände vorliegen, geringe Konstruktionshöhe, Vermeidung von über die Fahrbahn weit hinausreichenden Konstruktionsteilen, ungünstige Terrain- und Wasserverhältnisse und anderes mehr, welche

einen durchgehenden Träger bedingen. Als Beispiel für eine derartige, durch besondere Umstände bedingte Lösung sei der Entwurf erwähnt, der z. Z., allerdings erst ganz allgemein, für eine

γ) **Strassenbrücke über den Traunfluss in Ischl**

aufgestellt ist — Abb. 105—107 — und als Hauptträger solche auf 3 Stützen aufweist. Mit Rücksicht auf die sehr ungünstigen Wasser- und Terrainverhältnisse — die Rampe am rechten Ufer hat z. B. eine Steigung von $\frac{1}{16,6}$ und liegt kaum hochwasserfrei — hat man hier dem durchgehenden Fachwerksträger eine Bogenform, parallel zu dem neuen Strassenniveau gegeben. Der Pfeil der Brücke soll — Abb. 107 — rund 1,15 m betragen, sodass die Träger zu ihrem grössten Teil aus dem H.W. vollkommen heraustreten. Im übrigen sei auf die vorgenannten Abbildungen verwiesen.

d) Auslegerträger.

1. Der Moldau-Viadukt bei Cervena.

Tafel III, IV, V und VI.

Der in den Jahren 1886—89 nach dem Ausleger-System erbaute Eisenbahnviadukt bei dem Dorfe Cervena liegt in der Strecke Tabor-Pisek der mährischen Transversalbahn. Das Moldauthal hat an der Überschreitungsstelle eine Tiefe von rund 67 m bei etwa 300 m Breite. — Abb. 1 Tafel III. Das System einer Auslegerbrücke schien deshalb geboten, weil bei dem felsigen Untergrunde in Thalmitte und der beträchtlichen Höhe eine feste Rüstung einerseits sehr teuer geworden und andererseits bei der starken Flussschiffahrt auf der Moldau steten Gefahren ausgesetzt

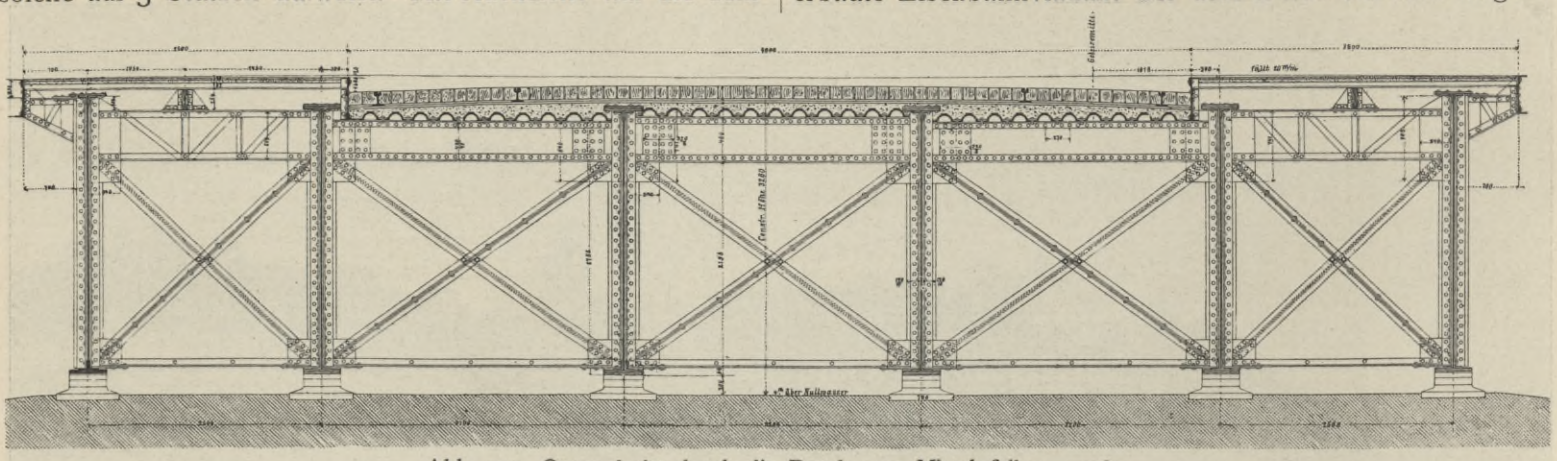


Abb. 103 Querschnitt durch die Brücke am Mittelpfeiler. 1 : 80.

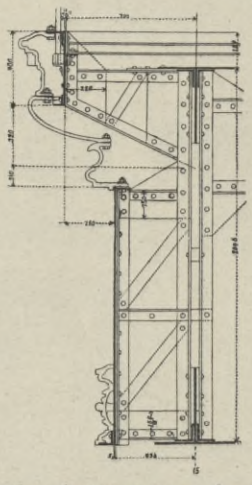


Abb. 104. Die Verkleidung der Aussenträger der Franz Karl-Brücke in Graz.

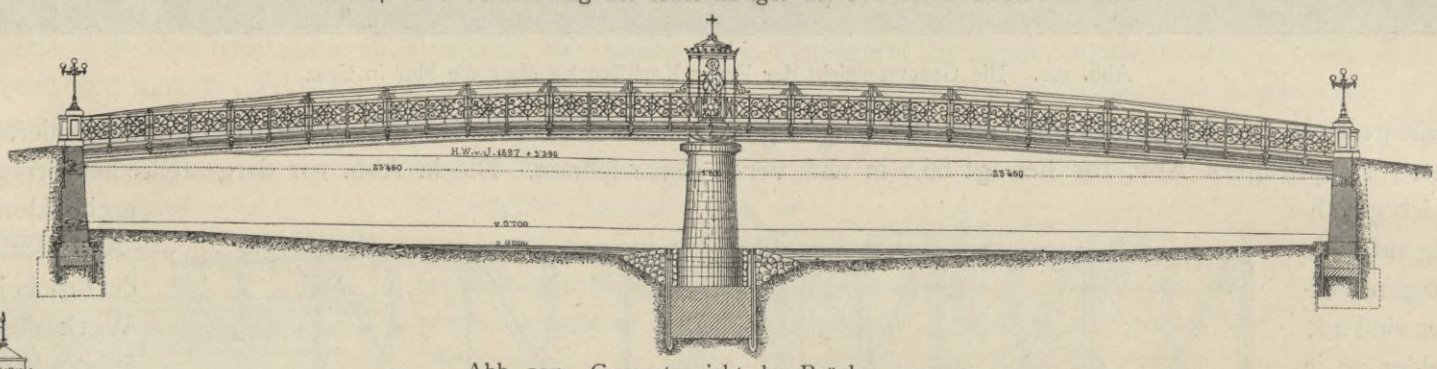


Abb. 105. Gesamtansicht der Brücke. 1 : 300.

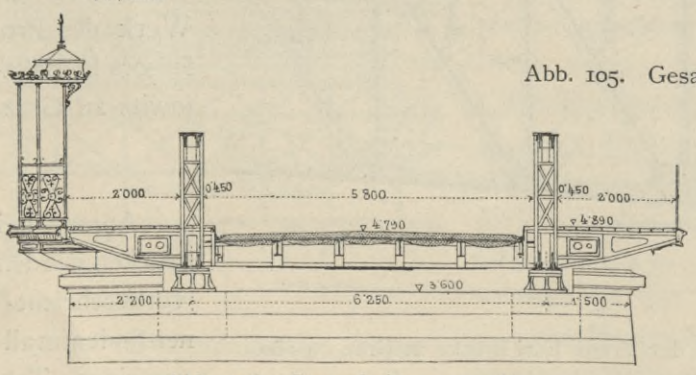


Abb. 106. Querschnitt. 1 : 133⅓.

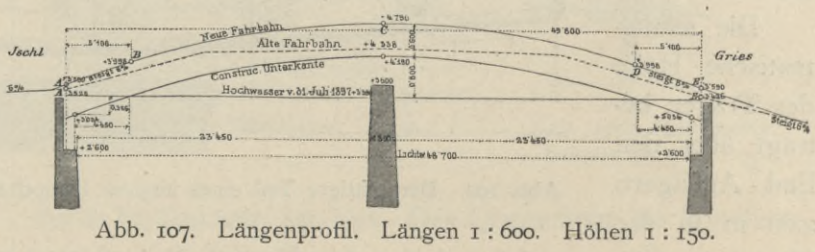


Abb. 107. Längenprofil. Längen 1 : 600. Höhen 1 : 150.

gewesen wäre. Der Viadukt hat deshalb 3 Öffnungen von je 84,4 m Weite und zwei Mittelpfeiler von 58 bezw. 62 m Höhe erhalten — Abb. 1—4 auf Tafel III. — Die von den Landwiderlagern über letztere gestreckten Auslegerträger haben beiderseits eine Länge von 109,72 m, kragen also um 25,32 m von dem Lager der Mittelpfeiler aus vor. Die Stützweite des mittleren eingehängten Trägers beträgt mithin 84,4 — 2 × 25,32 = 33,76 m. Diese Längen sind so bemessen, dass selbst bei ungünstigster Belastung der Mittelöffnung gegen ein Aufkippen der Konsolträger an den Widerlagern noch eine 3fache Sicherheit vorhanden ist.

Das System ist ein Parallelträger mit Doppeldiagonalen. Die, durchgehend gleiche, mathematische Trägerhöhe beträgt 9,50 m, die Entfernung der Hauptträger 5,04 m. Die Feldweite ist durchgehend zu 8,44 m bemessen, es besitzt also jeder Ausleger 13, der Mittelträger 4 Felder. Bei der gewählten grossen Felderweite erschien es zweckmässig, neben den an den Feldenden anzuschliessenden Querträgern, solche noch in Feldmitte anzuordnen und hier die Tragwand durch Zwischenständer zu versteifen, welche vom Kreuzungspunkte der Diagonalen aus bis zum Obergurte reichen — Abb. 1 Tafel III und IV. Die eingleisige Fahrbahn — hölzerner Querschwellen-Oberbau — ist um 1,40 m versenkt angeordnet. Die Stützung der Schwellen erfolgt — Tafel IV Abb. 1 und 2 — durch 2 auf den Querträgern aufgesattelte als Blechbalken von 600 mm Höhe ausgebildete Längsträger, deren gegenseitige Entfernung 1,80 m beträgt. Die durch Knotenbleche an die Vertikale angeschlossenen Querträger sind als Parallelfachwerk mit Doppeldiagonalen konstruiert — Abb. 2 Tafel IV. In den Ständerebenen liegen Versteifungskreuze, ein Wind- und Querverband ist in der Ebene des Untergurts, sowie zwischen den Fahrbahnträgern angeordnet.

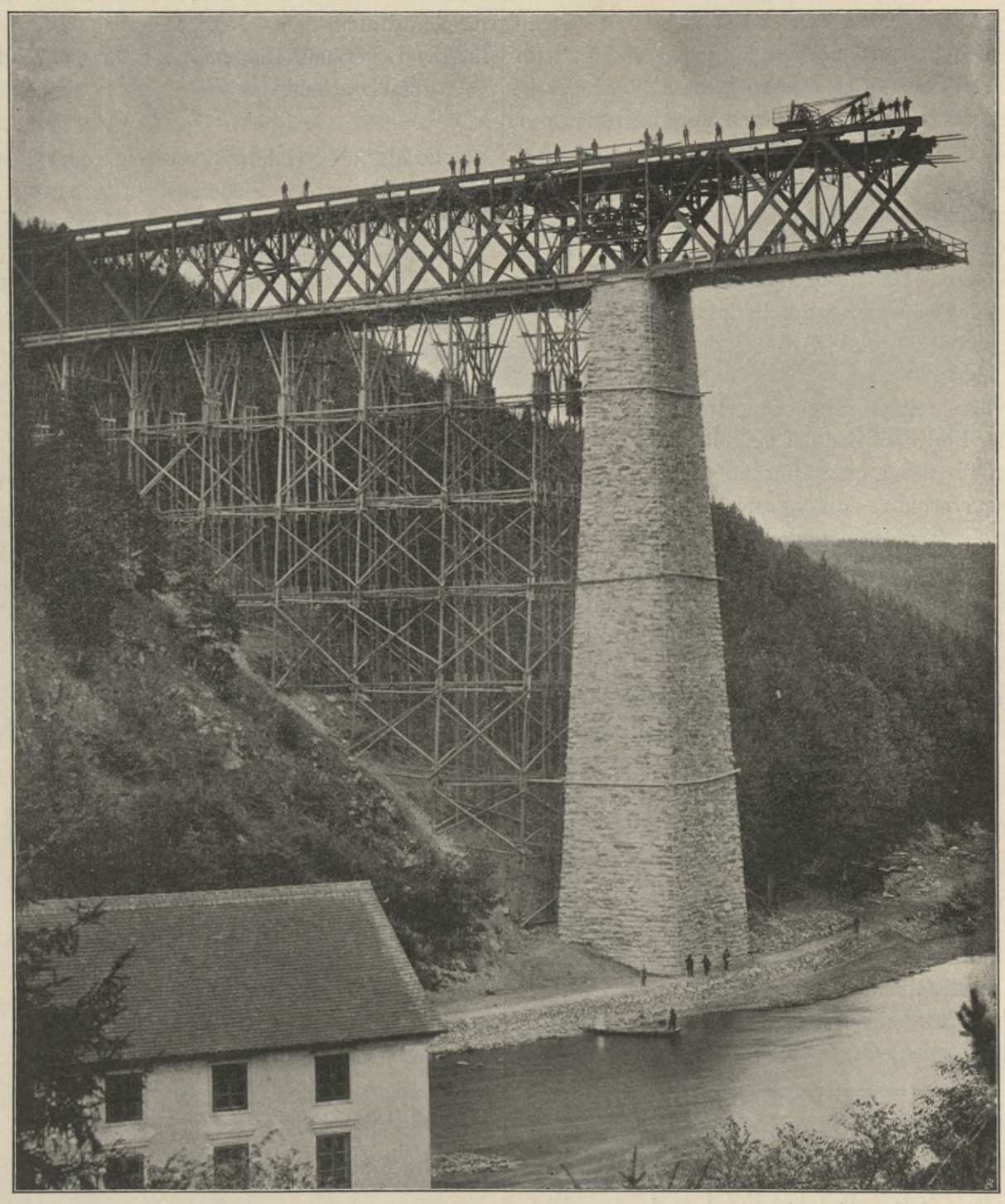


Abb. 108. Die Montage des Cervena-Viaduktes.

Über die Einzelheiten der Konstruktion dürften die Abbildungen auf Tafel IV und V genügenden Aufschluss geben. Besonders erwähnenswert erscheint jedoch die in Tafel VI dargestellte Ausbildung der Gelenke, mit denen der Mittelträger auf den Konsolarmen aufruht. Diese sind

derart ausgeführt, dass die vom eingehängten Träger herrührende Belastung centrisch auf die Ausleger übertragen wird. Der Endständer des letzteren hat einen kastenförmigen, der Endständer des Mittelträgers einen kreuzförmigen Querschnitt erhalten. Es ist hierdurch ermöglicht, dass der Ständer des Auslegers denjenigen des Mittelträgers vollkommen einschliesst.

Die Lagerung des eingehängten Trägers erfolgt in seiner neutralen Achse. Es sind zu diesem Zwecke in der Mitte der Endvertikalen des Auslegers Einbauten aus genieteten Trägern ausgeführt, welche seitlich kleine Stahllager tragen. Die Endvertikale des Mittelträgers erhält in ihrem oberen Teil eine bis zu diesen Lagern gleichmässig wachsende Verstärkung und zwar durch Verlängerung ihrer Stehbleche und Säumung dieser durch Winkeleisen. Auf diese Weise werden in Lagerhöhe 2 feste Auflagerkonsolen für die Endvertikale gebildet und an diese die zur Druckübertragung des aufgehängten Trägers dienende Lagerplatte angeschlossen. Das feste und das bewegliche Auflager unterscheiden sich nur dadurch, dass bei dem ersteren 2 in der Längsachse liegende Ansätze der Fussplatte eine Bewegung verhindern.

Zwischen den seitlich angeordneten Lagern ist der mittlere Teil der Endvertikalen des eingehängten Trägers — also der unterhalb des Lagers nur auf Zug beanspruchte einfache Kreuzquerschnitt — durchgesteckt, um in der Höhe des Untergurtes mit diesem und der zugehörenden Diagonale fest vernietet zu werden.

Um den Mittelträger gegen seitliche Bewegungen zu sichern, sind die Endabschlüsse desselben am Unter- und Obergurt so eingerichtet, dass die Knotenbleche derselben in die betreffenden Gurtungen des Auslegers hineingreifen und sich hier gegen mit letzteren fest vernieteten Stahlplatten lehnen; hierdurch ist ein Gleiten des Mittelträgers bei etwaiger Längsverschiebung möglich, eine grössere seitliche Bewegung jedoch ausgeschlossen. Betreffs der übrigen Einzelheiten der Gelenkausbildung wird auf die Abbildungen der Tafel VI verwiesen.

Die Abmessungen der direkt auf den Felsen fundierten Mittelpfeiler und Landwiderlager sowie die Kosten derselben sind aus der nachstehenden Tabelle ersichtlich. Es sei hierzu bemerkt, dass alle diese Pfeiler aus lagerhaften Bruchsteinen in Portland-Cementmörtel hochgeführt sind.

Bezeichnung	Abmessungen								Quader-Mauerwerk zur Abdeckung	Gewölbe	Σcbm
	Fundament bis H.W.				Aufgeh. Mauerwerk						
	B. m	L. m	H. bis H.W.	J. cbm	B. m	L. m	H. m	J. cbm	J. cbm	cbm	
Piseker Pfeiler	13,20	15,87	8,43	1537	10,79 5,10	13,81 7,91	53,30	4668	79	—	6285
Taborer Pfeiler	12,88	15,92	4,59	779	11,0 5,10	13,81 7,91	53,26	4665	79 —	—	5523
Beide Landwiderlager	—	—	—	—	1649 cbm				31	106	1786

Gesamte Σcbm 13594.

Für die Berechnung der Mittelpfeiler war ein Winddruck von 170 kg/qm bei belasteter und 270 kg/qm bei unbelasteter Brücke zu Grunde gelegt. Ausserdem wurde die Bremskraft eines 400 t schweren Güterzugs als horizontale in S. O. wirkende Kraft in Rechnung gezogen. Da auf den Mittelpfeilern die festen Auflager des Auslegers Aufnahme gefunden haben, die beweglichen hingegen auf den Landwiderlagern angeordnet sind, übt bei Temperaturänderungen der Träger keinen schiebenden Einfluss auf die Mittelpfeiler aus.

Das Gewicht des in Martinflusseisen ausgeführten und nach der österreichischen Brückenverordnung berechneten Überbaus beträgt rund in Tonnen:

für beide Ausleger	822 t
für den Mittelträger	87 t
für die Lager und Platten sowie für das Wellblech zum Brückenbelag	59 t
zus.	968 t

Es dürfte erwähnenswert sein, dass hier zum ersten Male in Österreich Flusseisen in grösserer Menge beim Brückenbau Anwendung gefunden hat[1]).

Für die Tonne fertiger Eisenkonstruktion wurden durchschnittlich 556 Mk. bezahlt. Die gesamten Kosten haben sich auf 855200 Mk. belaufen. Hiervon entfallen auf Herstellung der Pfeiler 315900 Mk., auf den eisernen Oberbau 539300 Mk. Es kostet mithin 1 lfd. m der im ganzen 253,20 m langen Brücke $\frac{855200}{253,2} = 3378$ Mk.

Die Aufstellung der Brücke ging derart vor sich, dass die beiden Seitenöffnungen auf festen Gerüsten, die Mittelöffnung hingegen von beiden Mittelpfeilern aus freischwebend vorgebaut wurde. Die festen Gerüste waren so eingerichtet, dass die Jochpfosten unter den Knotenpunkten der Eisenkonstruktion lagen und letztere während der Montage durch Schraubenwinden auf dem Gerüst abgestützt wurden, vergl. die photographische Darstellung Abb. 108. Die beiden Seitengerüste erforderten zusammen 670 cbm Holz und 15 t Schrauben. Die Kosten hierfür haben sich auf rund 32830 Mk. belaufen d. i. für 1 cbm rund 53 Mk.

Abb. 109a und 109b. Die Montage des mittleren Teiles des Cervena-Viaduktes.

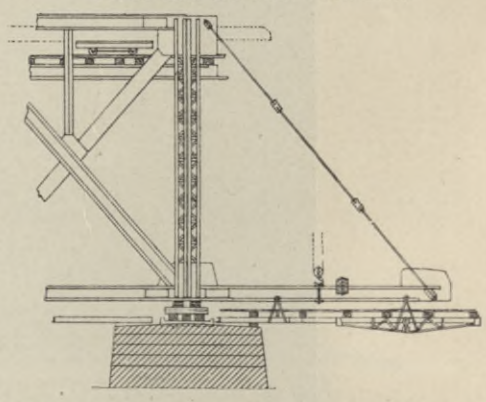


Abb. 109a. Montage des ersten Feldes am Mittelpfeiler.

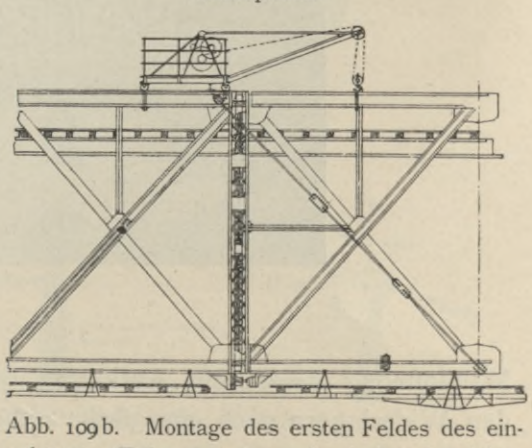


Abb. 109b. Montage des ersten Feldes des eingehängten Trägers und provisorischer Anschluss desselben.

Die Aufstellung des mittleren Teiles begann vom Piseker Mittelpfeiler aus. Mit Hilfe eines Krahnes wurden

[1]) Die ersten kleineren in Flusseisen erbauten österreichischen Brücken stammen bereits aus dem Jahre 1879. Es sind dies Brücken in den Strecken Bozen—Meran und Ebersdorf—Würbelthal.

zuerst die Untergurtteile versetzt und am Knotenblech angeschlossen — Abb. 109a u. 109b. An dem äusseren Gurtende wurde alsdann eine aus einem Rundeisen von 40 mm Durchmesser gebildete 12 m lange mit 2 Spannschlössern versehene Hülfsstrebe befestigt und hierauf am Obergurte angeschlossen, somit also auf jeder Seite ein festes Dreieck durch die Hülfsstrebe, den Untergurt und den Endständer am Pfeiler geschaffen. Nach Verbindung der beiden Gurthälften durch den Windverband und ein übergelegtes Querholz erfolgte die Aufstellung eines auf dem Untergurte und auf Rollen laufenden eisernen Schiebegerüstes, welches, mit weiterem Fortschreiten der Montage stetig verlängert, zum Zusammensetzen der übrigen zu einem Felde gehörenden Glieder diente. Die Herausnahme der Hülfsstreben erfolgte nachdem beide Diagonalen angebracht und in Wirkung getreten waren. Der gleiche Arbeitsvorgang wiederholte sich von Feld zu Feld.

Der Schluss des Bauwerks fand in der Mitte des eingehängten Trägers statt. Der letztere wurde demgemäss zunächst nicht als frei aufliegender Träger ausgeführt, sondern es wurden vorübergehend je zwei seiner Felder als Teile des anschliessenden Auslegers fest mit diesem verbunden. Hierzu dienten — Abb. 109b — im Obergurt eine 1,15 m lange, 9 mm starke mit Schrauben befestigte Lamelle und im Untergurt ein Anschluss mit Schraubenwinden von 100 mm Durchmesser, die, sowohl am Ausleger, wie am Mittelträger fest angeschlossen, einen festen Zusammenhalt beider sicherten.

Der Bau der Thalbrücke, deren Entwurf unter der Leitung des damaligen Leiters des Brückenbaubureaus der österreichischen Staatsbahnen, jetzigen Hofrates Ludwig Huss und im besonderen vom Ober-Ingenieur Oscar Meltzer angefertigt wurde, begann im Dezember 1886. Der Aufbau der Pfeiler war im Juni 1889 beendet, sodass am 1. August mit der Aufstellung des eisernen Ueberbaus angefangen werden konnte. Diese fand gegen Ende Oktober bereits ihren Abschluss. Die Montage jeder Seitenöffnung erforderte etwa 4 — $5^1/_2$ Wochen, die der Mittelöffnung $7^1/_2$ Wochen.

2. Die Franz Joseph-Brücke zu Budapest.

Tafel VII und VIII.

Die in den Jahren 1894—96 erbaute Franz Joseph-Brücke zu Budapest stammt aus einem allgemeinen, im Jahre 1893 seitens des ungarischen Handelsministeriums ausgeschriebenen Wettbewerbe her. Damals wurde der, die Grundlage der jetzigen Ausführung — wenn auch nur im allgemeinen — bildende Entwurf des bekannten ungarischen Brückenkonstrukteurs Feketehazy durch einen 2. Preis ausgezeichnet. Die aus mannigfachen Gründen notwendig gewordene, zum Teil weitgehende Umarbeitung des preisgekrönten Planes wurde zu einem Teile von den Organen des Handelsministeriums, vorwiegend jedoch von der Ungarischen Staats-Maschinenfabrik und dem Direktor der Brückenbau-Abteilung Seefehlner zur Ausführung gebracht.

Abb. 110. Gesamtansicht der Franz Joseph-Brücke zu Budapest.

Das in Abb. 110 in seiner Gesamtansicht sowie in der Abb. 1 u. 2 der Tafel VII in seiner Linienführung dargestellte, die Formen einer Kettenbrücke nachahmende Bauwerk ist eine Auslegerbrücke, welche mit 3 Öffnungen den Strom übersetzt, deren mittlere 170,7 m, deren beide äusseren je 76,00 m Lichtweite zeigen. Die sämtlich mit Luftdruck gegründeten Pfeiler sind seitens der Unternehmer Gärtner und Zsigmondy in Budapest erbaut. Ihre Formgebung dürfte aus der Abb. 111—112a u. b ersichtlich sein. Die hauptsächlichsten

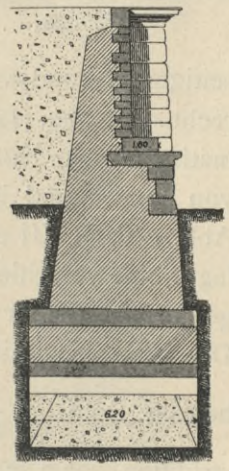


Abb. 111. Der Querschnitt durch ein Landwiderlager. 1 : 300.

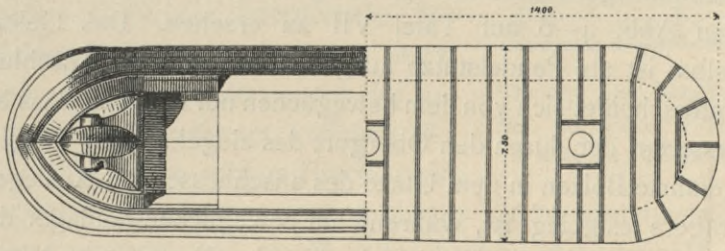


Abb. 112a. Grundriss eines Strompfeilers. 1 : 300.

Pfeilerabmessungen sowie die Kosten im Einzelnen und Ganzen sind aus der nachstehenden Zusammenstellung zu entnehmen.

Pfeiler-Bezeichnung	Fundierungstiefe unter N.W. m	Pfeilerbreite in m: in der Fundamentsohle	in der Fundament-Oberkante	Mittlere Pfeilerbreite des oberen Teiles	am Auflager	Pfeilerhöhe: Fundament-Oberkante	Fundament-Höhe m	Oberer Teil m	Gesamte Höhe m	Pfeilerlänge in m: in der Fundamentsohle	in der Fundament-Oberkante	Oberer Teil	Fundament-Inhalt cbm A	Kosten: 1 cbm ℳ	Σ ℳ	Oberer Teil Inhalt cbm B	Kosten: 1 cbm ℳ	Σ ℳ	Σ cbm (A+B)	Bau-Zeit Tage
Linkes Widerlager	—3,5	6,20	6,20	4,20	4,00	+2,0	5,50	11,70	17,20	2×8,0	2×8,0	21,00	539	123,20	66596	1070	52,60	56280	1609	182
Rechtes Widerlager	—3,5	6,20	6,20	4,20	4,00	+2,0	5,50	11,70	17,20	2×8,0	2×8,0	22,00	539	123,70	66596	1070	52,60	56280	1609	176
Linker Strompfeiler	—13,2	7,5	7,50	5,00	4,25	—0,9	12,3	10,00	22,3	28,0	28,0	25,60	2614	86,7	226634	1060	161,50	171200	3674	62
Rechter Strompfeiler	—9,00	7,5	7,50	5,00	4,25	—0,9	8,10	10.00	18,10	28,0	28,0	25,60	1604	108,80	174586	1060	161,50	171200	2664	61

Die von den Landwiderlagern über den Strom hinweggestreckten Kragträger — Abb. 1 Tafel VII — besitzen eine Länge von 79,30 + 64,05 = 143,35 m. Der zwischen diesen beiden eingehängte Mittelträger weist eine Stützweite von 46,90 m auf. Die Obergurte folgen der Form von schön geschwungenen Kettenlinien, wodurch dem Bauwerke das Aussehen einer Hängebrücke gegeben und dasselbe in harmonische Übereinstimmung mit der 1,8 km oberhalb gelegenen, durch ihre Schönheit und Konstruktion gleich berühmten Clark'schen Kettenbrücke gebracht, sowie auch der z. Z. im Bau begriffenen zwischen beiden liegenden Schwurplatzbrücke angepasst ist. Der Untergurt ist in flachen Bögen unter der Fahrbahn geführt und hierdurch ein leichtes und gefälliges Aussehen der Konstruktion erreicht.

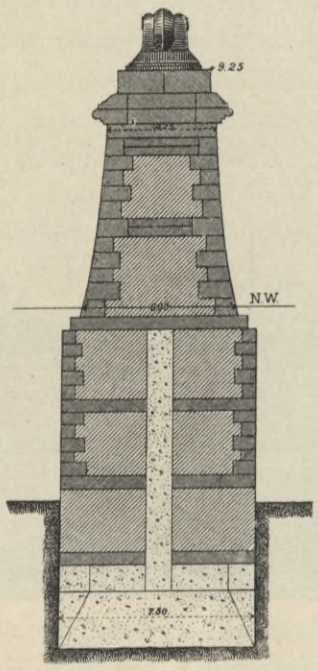


Abb. 112b. Querschnitt durch die Mitte eines Strompfeilers. 1 : 300.

Die beiden, in einem gegenseitigen Abstande von 12,90 m von einander angeordneten, senkrecht stehenden Hauptträger weisen am Landwiderlager eine mathematische Höhe von rund 4,70 m, über dem Mittelpfeiler von 22,0 m und in Brückenmitte von 3,0 m auf. Die in Abb. 1 Tafel VII eingeschriebene Feldeinteilung ist im Ausleger eine verschiedene, von 5,85—8,50 m wechselnd; im eingehängten Träger ist sie hingegen gleichbleibend = 4,69 m. Das Pfeilverhältnis der Kettenlinie über der Mittelöffnung beträgt rund $\frac{1}{12,2}$, die Länge der gesamten Brückenkonstruktion 333,6 m. Die Auslegerträger besitzen auf den Mittelpfeilern feste Kipp-, auf den Landwiderlagern Rollenlager — Abb. 7a Tafel VII und Abb. 2 Tafel VIII. Der Gelenkträger-Anschluss des eingehängten Trägers ist aus den Abb. 4—6 auf Tafel VII zu ersehen. Das Gelenk selbst ist als Pendelstütze ausgebildet. Der feste Anschluss unterscheidet sich von dem beweglichen nur dadurch, dass bei ersterem der durch den Obergurt des eingehängten Trägers geführte Bolzen in dem Gurte des anschliessenden Auslegerträgers festgelegt ist, während am beweglichen Auflager der Bolzen nicht durchgeht, sich also hier der Obergurt des Mittelträgers in dem ihn umhüllenden Gurte des Auslegers frei verschieben kann.

Zur Ausgleichung des Übergewichtes der mittleren Brückenteile gegenüber den kürzeren Seitenarmen sind in den Endfeldern dieser Gegengewichte angebracht. Dieselben bestehen aus Eisengussblöcken parallelipipedischer Form, die zum Schutz gegen Rost mit heissem Theer gestrichen und in Asphalt und Theer vergossen sind.

Bezüglich weiterer Einzelheiten der Hauptträger und der Querkonstruktion wird auf die betreffenden Abbildungen auf Tafel VII und VIII verwiesen. Es sei nur noch erwähnt, dass Ober- und Untergurt im allgemeinen ähnliche Abmessungen erhalten haben und dass alle Streben, auch die nur gezogenen, mit steifem Profil und in Kastenform zur Ausführung gekommen sind. Eine Ausnahme machen hier nur die besonders konstruierten Ständer am Gelenk und am Mittelllager.

Die Brücke ist durchgehend mit offenem Querschnitte konstruiert. Der in der Ebene des Untergurtes liegende Windverband, aus doppelten, steifen Diagonalen gebildet, reicht im Ausleger über je 1 Feld, im Mittelträger stets über 2 Felder hinüber. Die erforderliche Quersteifigkeit der Brücke ist durch Anbringung kräftiger Portale über den Mittelpfeilern erreicht.

Die Gesamtbreite der Brücke beträgt zwischen der Geländerinnenkante 20,70 m. Die beiderseitig ausserhalb der Hauptträger gelegenen Fussstege besitzen eine nutzbare Breite von je 2,90 m, die Strasse eine solche von 10,70 m. Auf letzterer werden und zwar an den Aussenseiten 2 Gleise der elektrischen Bahn mit unterirdischer Stromzuleitung und normaler Spurweite übergeführt. Ob die gewählte, wenn auch weit verbreitete, Lage der Gleise, nahe dem Fachwerk der Hauptträger zweckmässig ist, möge mit Rücksicht auf Unfälle, welche während der Fahrt über die Brücke — beim Ab- oder Aufspringen von Personen — leicht eintreten können, in Frage gezogen werden.

Die Fahrbahn weist von beiden Ufern bis zur Brückenmitte eine Steigung von rund 1 : 40 auf. Sie wird aus Holzpflaster auf Beton und Zoreseisen gebildet und gestützt durch die in den Endpunkten der einzelnen Felder angeordneten — als Gitterträger — Abb. 1 Tafel VIII und 6 Tafel VII hergestellten Querträger sowie durch Längsträger in einem gegenseitigen Abstande von 2,67 m von einander. Zwischen diesen letzteren sind — Abb. 113 — in Entfernung von etwa 1,18 m I-Träger zur Unterstützung der in der Längsrichtung der Brücke liegenden Zoreseisen angeordnet. Diese tragen eine 5 cm über ihre Oberfläche hinausreichende Schicht von Asphaltbeton, zu dessen Her-

stellung über dem Ausleger Trachytschotter, über dem eingehängten Träger zur Gewichtsersparnis Tuffstein-Kleinschlag verwendet ist. Auf das mit einem schwachen Asphalt-

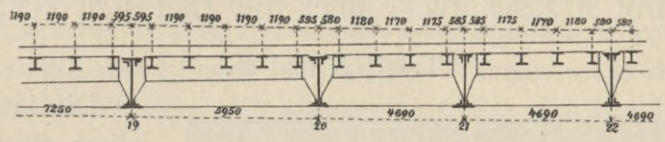


Abb. 113. Das Prinzip der Fahrbahnunterstützung.

überzug abgeglichene Betonbett sind 2 Lagen tannener Bohlen von zusammen 5 cm Stärke und endlich auf diese das 13 cm hohe Pflaster aus Buchenholz aufgebracht.

Ausbildung der Brückenpfeiler — Formen angewendet, welche sich nicht als Nachahmungen einer Steinarchitektur darstellen, sondern aus dem Charakter des Eisens entwickelt erscheinen. Gleiches gilt auch von dem in der Abb. 114ab dargestellten Geländer. Als weniger in das Gesamtbild hineinpassend, wenn auch für sich gut durchgeführt, müssen die den Eingang zur Brücke beherrschenden Thorhäuschen — Abb. 115 — bezeichnet werden. Auch dürfte hier die grosse Ähnlichkeit mit den Thorgebäuden der neuen Mainzer Brücke — von Lauter und Thiersch — auffallen.

Als Material ist mit Ausnahme der aus Martinsstahl her-

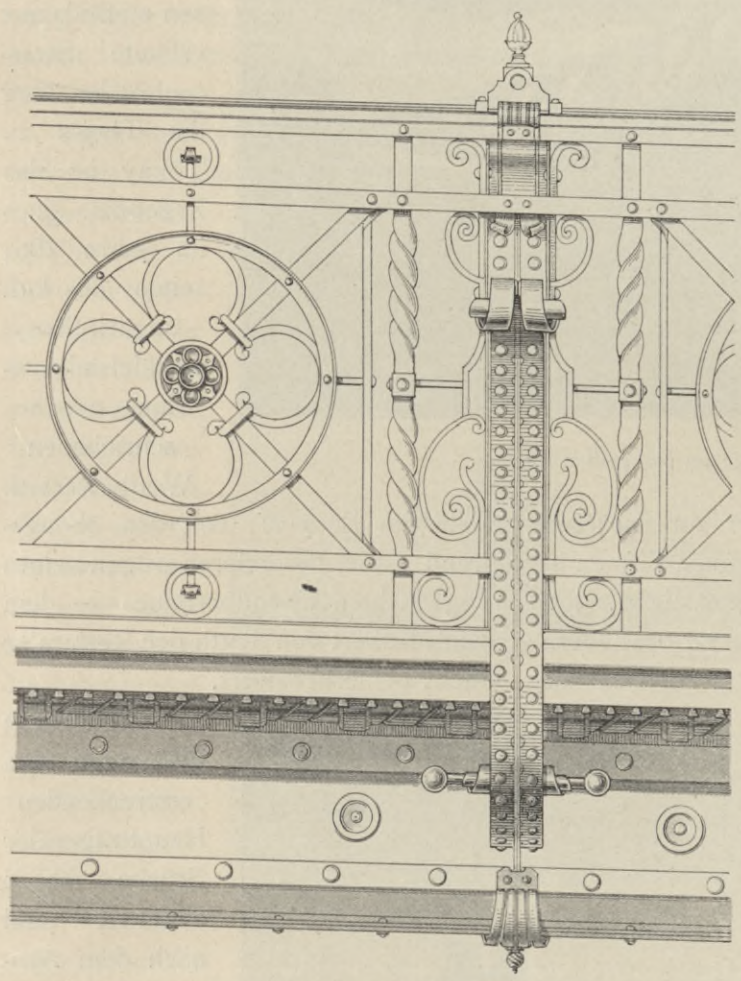


Abb. 114a.

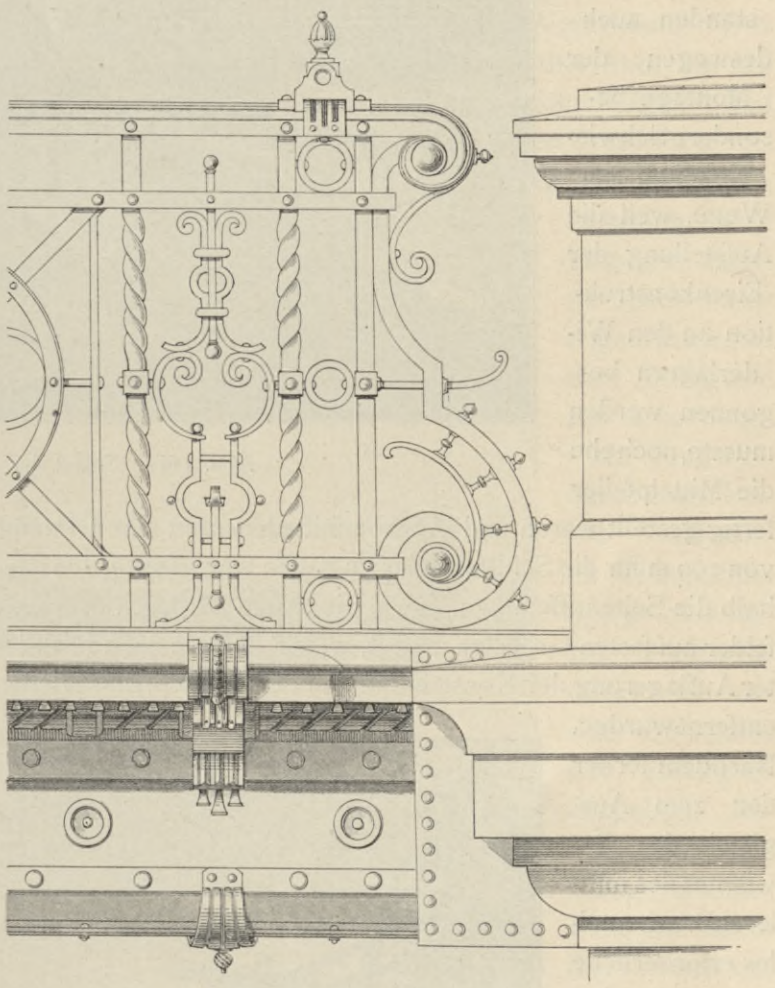


Abb. 114b.

Die Fussstege sind mit einer 2 cm starken Asphaltschicht auf Cementbeton und Belageisen abgedeckt. An den Stellen, woselbst die Streben und Ständer des Fachwerkes den Fussweg durchbrechen, sind letztere mit Eisenkästen umhüllt, die gemeinsam mit einigen Ablaufrohren eine ausreichende Wasserabführung bewirken. Unter der Strassenfahrbahn sind schmiedeeiserne Wasserrohre von je 650 mm innerem Durchmesser angehängt. Sie sind über dem Pfeiler festgelagert und besitzen am Mittelträger eine Ausdehnungsmuffe. Ferner ist unter den seitlichen Fusswegen ein Gasrohr von 300 mm Durchmesser übergeführt; des weiteren sind, gleichsam als Abschluss der Strassenbahn und die Bordschwellen ersetzend 2 eiserne durchgehend geschlossene Kanäle für elektrische Kabel angeordnet — Abb. 6 Tafel VII.

Die im ungarischen Handelsministerium entworfene Architektur der Brücke — dargestellt in der Abb. 110 sowie 9a u. b Tafel VIII muss als sehr ansprechend bezeichnet werden; sind doch hier — im besonderen bei der gestellten Auflagerteile und der in den Endpunkten der Brücke angebrachten gusseisernen Gewichte Martinsflusseisen zur Verwendung gelangt. Das Gesamtgewicht der Brücke beträgt rund 6074 t, von diesen entfallen auf die Auslegerträger rund 3787 t,
„ „ Mittelträger „ 367 t,
„ den Zoreseisenbelag „ 403 t.

Die dekorativen Teile, das Geländer und die Gesimse wiegen rund 209 t, zu dem Gegengewicht waren 1218 t Gusseisen erforderlich. Die Kosten der Eisenkonstruktion betragen 2635875 M., diejenigen des gesamten Brückenbaues 4260000 M.; dies ergiebt für 1 lfd. m Brücke rund 12770 M., sowie für 1 qm nutzbare Fläche einschliesslich der Fussstege rund 730 M., ohne letztere etwa 1090 M.

Abb. 115. Das Thorhäuschen der Franz Joseph-Brücke zu Budapest.

Die Ausführung der Eisenkonstruktion und die Montage der Brücke lag der königlich ungarischen Maschinenfabrik ob, in deren hervorragend eingerichteten Werkstätten die einzelnen Brückenteile im ganzen zusammengesetzt und mit einem Male gebohrt wurden.

Ein nicht wenig schwieriges Werk bildete die Aufstellung der Brücke. Abgesehen davon, dass der hierfür zur Verfügung stehende Zeitraum ein sehr kurzer war, standen auch deswegen der Montage besondere Schwierigkeiten im Wege, weil die Aufstellung der Eisenkonstruktion an den Widerlagern begonnen werden musste, noch ehe die Mittelpfeiler fertig gestellt waren und in Strommitte jederzeit eine Öffnung von 100 m für die Schiffahrt frei zu halten war. Es wurden deshalb die Seitenöffnungen, sowie die ersten mittleren Brückenfelder auf festen Gerüsten erbaut, welch' letztere nach beendeter Auflagerung der Konstruktion auf dem Mittelpfeiler wieder entfernt wurden. Nachdem ferner der zum Ausgleich des Gewichtes des mittleren Brückenteiles erforderliche Ballast über den Endfeldern aufgebracht war, wurden die nach der Mitte zu folgenden Felder des Auslegerträgers von der bereits fertig gestellten Konstruktion aus freischwebend vorgebaut. Die Arbeitsplattform war hierbei auf zusammengekuppelten Schiffen aufgestellt. Nach Freigabe der Seitenöffnungen für die Schiffahrt wurde zum Schluss der eingehängte Mittelträger auf einer festen Rüstung erbaut und mit dem Hauptträger verbunden.

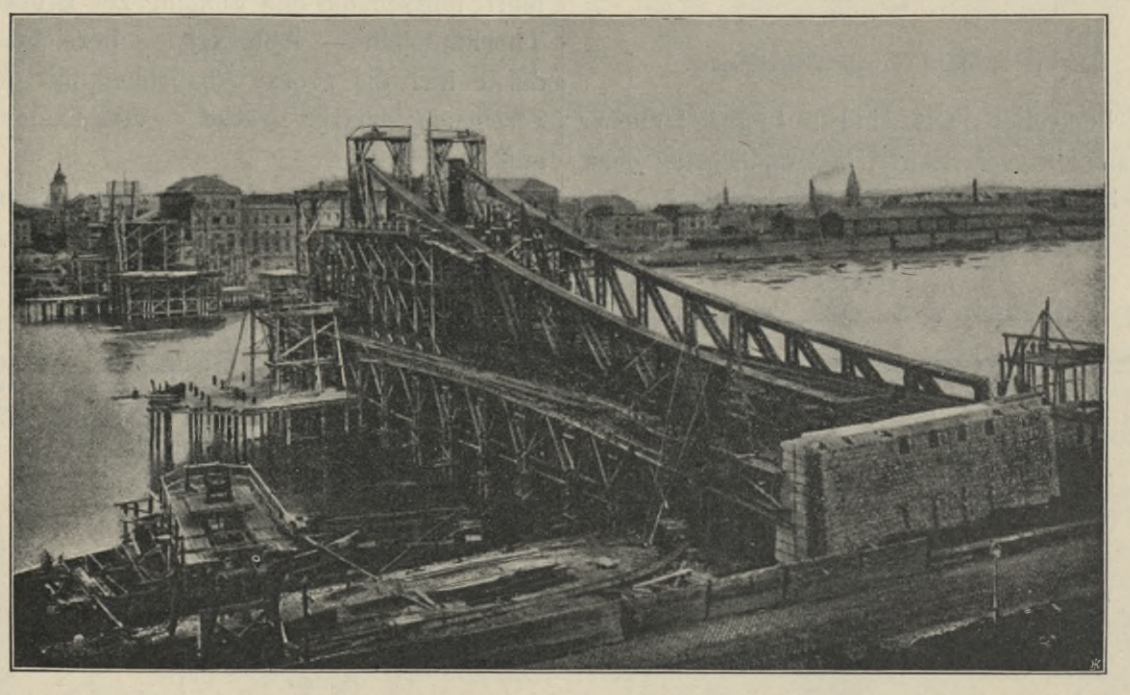


Abb. 116a. Stand der Montage im November 1895.

Die Montage der Eisenkonstruktion begann Mitte Juli 1895. Die Probebelastung fand vom 21. bis 29. September 1896 statt; es sind mithin zur Aufstellung der Eisenkonstruktion etwa nur 14 Monate notwendig gewesen.

Die einzelnen Stadien der Montage sind aus den Abb. 116a—c zu ersehen.

3. Die Strassenbrücke über die Theiss zu Tokay.

Tafel IX und X.

Die in den Jahren 1895 bis 1896 von den Resicza'er Eisenwerken und der Bauunternehmung G. Gregersen zu Budapest erbaute Strassenbrücke über die Theiss zu Tokay ist das Ergebnis eines im Jahre 1894 seitens des kgl. ungarischen Handelsministeriums ausgeschriebenen Wettbewerbes. Der zur Ausführung gelangte Entwurf, von den obengenannten Firmen herrührend, ist im besonderen wegen seines eigenartigen, gut durchgedachten Eisenüberbaues — dem Werke des Oberingenieurs Robert von Totth der Resicza'er Brückenbauanstalt — recht bemerkenswert.

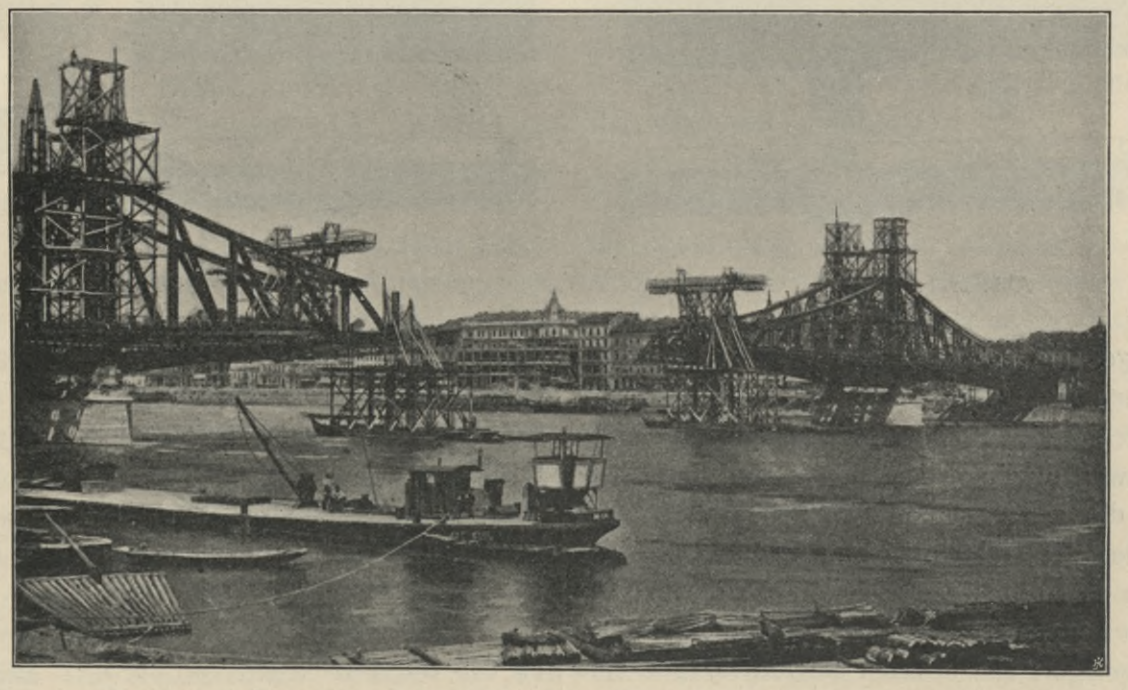


Abb. 116b. Stand der Montage im Juni 1896.

Die über 3 Öffnungen sich erstreckenden Hauptträger der Brücke — Abb. 1 Tafel IX — sind nach dem Auslegersystem konstruiert, und zwar sind zwei Krag- sowie ein eingehängter Mittel-Träger vorhanden. Die Stützweite der ersteren beträgt 51,70, die Länge der Kragarme je 38,60, diejenige des eingehängten Trägers 30,40 m. Die auf den Landwiderlagern beweglich, auf den Strompfeilern durch feste Kipplager gestützten Auslegerträger sind, in ihrer Gesamtanordnung an frühere Ausführungen der Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft Nürnberg erinnernd, in ihrem Linienzuge auch der neuen Bremer Weserbrücke ähnlich, als statisch bestimmtes Fachwerk mit 3 Gurtungen zur Ausführung gelangt — Tafel IX und X. Der obere in parabolischer Form geführte Hängegurt ist

als schlaffes Band aus hochkantig stehenden Flacheisen und leichter Versteifung in ihrer Mittelebene konstruiert; der mittlere und untere Gurt bilden mit den zwischen ihnen ausgespannten durchgehend steifen Fachwerkstreben einen einfachen Parallelträger, der über den Mittelpfeilern fest mit den 15 m hohen Pilonen vernietet ist. Wie man leicht durch Abzählen der Stäbe sich überzeugt, ist das gewählte Fachwerk des Auslegers statisch bestimmt. – Es sind 58 Knotenpunkte (k), sowie 113 Stäbe (s) vorhanden. Hierzu treten 3 Auflagerunbekannte (n), sodass die Gleichung:

$$2\,k = s + n = 2 \times 58 = 113 + 3 = 116$$

erfüllt ist. Zu demselben Resultate gelangt man auch durch die Betrachtung, dass ein seitlich am Pilon geführter Schnitt nur 3 Stäbe trifft, die Spannung dieser also eindeutig bestimmt ist und mit ihrer Hülfe nunmehr sämmtliche anderen Stabspannungen gefunden werden können.

Unter der Voraussetzung ferner, dass die mit den Pilonen verbundenen Stäbe beiderseits vollkommen symmetrisch angeschlossen sind, ergiebt die Betrachtung des Kräfteplanes für den oberen Pilonenknotenpunkt, dass hier auf beiden Seiten stets Gleichgewicht vorhanden und bei jeder beliebigen Belastung die in den beiden obersten Teilen des Hängegurts auftretenden Spannungen gleich sein müssen. Es überträgt mithin die Trägervertikale über dem Mittelpfeiler auf diesen nur achsiale Kräfte; es kann also kein Kippen des Auslegerträgers in seinem festen Auflagerpunkt eintreten.

Abb. 116c. Stand der Montage im August 1896.

An jedem zweiten Knotenpunkte seines Obergurtes ist der Parallelträger durch ein leicht konstruiertes, steifes Eisen mit dem Hängegurt verbunden. Um bei etwaigen Bewegungen des Trägers infolge von Temperaturänderungen u. dergl. in den kürzeren Hängeeisen keine allzu starken Biegungsbeanspruchungen zu erhalten, sind dieselben federnd konstruiert und zu diesem Zwecke — Abb. 3a—d Tafel X — aus mehreren 5 mm starken Flacheisen mit sehr kleinen Zwischenräumen gebildet. Damit hier eine Rostbildung vermieden wird, muss allerdings sehr sorgsam auf die gute Erhaltung des Anstrichs gesehen werden.

Die Verbindung des Hängegurtes bei Knotenpunkt W — Abb. 1 und 3 Tafel IX — mit dem Parallelträger ist in einfacher und sicherer Weise dadurch bewerkstelligt, dass letzterer hier als Gurtung den in Abb. 3 Tafel IX und Schnitt NO dargestellten Querschnitt erhalten hat. Zwischen die, den Querschnitt aussen und innen versteifenden Winkeleisen, sowie die Stehbleche dieses greifen die 4 Teile des Hängegurtes ein, um hier fest vernietet zu werden. Zur Ausgleichung der Totalbelastung der Mittelfelder sind über dem Ende des Auslegerträgers an den Landwiderlagern Gegengewichte aus Gusseisen (je 80 t) angebracht — Abb. 5a Tafel IX und Abb. 2b Tafel X.

Eine Querversteifung ist nur an den Ständern über dem Mittelpfeiler angeordnet und hier mit deren Hilfe ein kräftiges Portal — Abb. 4a Tafel IX — ausgebildet.

Ein über den ganzen Träger reichender, unter Annahme eines horizontal liegenden Gelenkträgers, dimensionierter Windverband besteht in seinen stärker beanspruchten Teilen aus einem trogförmigen Querschnitte (ähnlich den Gurtungen des Parallelträgers) mit in Gitterwerk ausgebildetem Boden, bei geringerer Beanspruchung aus 2 Winkeleisen. Das Gelenk des eingehängten Trägers ist in den Abb. 1a—1d Tafel X dargestellt. Der feste Anschluss erfolgt – Abb. 1c und 1d — durch einen die Untergurte der beiden Träger fest verbindenden Bolzen von 105 mm Durchmesser. Die bewegliche Lagerung wird hingegen durch zwei pendelartig angeordnete, mit dem Untergurte des eingehängten Trägers durch einen Bolzen verbundene Hängeeisen 95/30 bewirkt. Der Drehpunkt dieser ist auf dem Obergurte des Auslegers festgelegt. Die erforderliche Längsverschiebung ist durch das Pendeln der Hängeeisen gesichert; eine Querbewegung ist durch die ineinander greifenden Teile des mittleren und des Krag-Trägers begrenzt. Die weiteren Einzelheiten der Gelenkausbildung sind aus den Abb. 1a—1d Tafel X zu entnehmen. Zugleich stellen dieselben auch den Übergang der Fahrbahn an den Gelenken dar. Der Endquerträger des Kragarmes ist kastenförmig ausgebildet und trägt die Längsträger. Am beweglichen Gelenk sind diese auf ihren Auflagerplatten verschiebbar und nach vorn durch Z-förmige Träger abgeschlossen; diese tragen auf ihrem Obergurte die vorn zugespitzten Ausgleichungsplatten 280/18.

Die Entfernung der durchweg senkrecht stehenden Hauptträger beträgt 7,00 m. Die in Schotter auf Zoreseisen ausgebildete Fahrbahn wird gestützt durch an den Enden der Felder liegende Querträger und in einem Abstande von je 1,25 m auf diese aufgelagerte Längsträger I N. 28. Die nutzbare Fahrbahnbreite beträgt 5,00 m. Die beiderseits anschliessenden innerhalb der Hauptträger liegenden 75 cm breiten Fussstege sind — wie in Ungarn fast allgemein üblich — mit einem eichenen Bohlenbelage auf Querschwellen abgedeckt. Das Eisengewicht der Brücke beträgt rund 700 t.

Als Material ist aus Mangel an Flusseisen, ausnahmsweise Schweisseisen, zur Verwendung gekommen.

Die Pfeiler der Brücke bieten in ihrem Aufbau wenig Bemerkenswertes. Das Landwiderlager am rechten Ufer konnte direkt auf den dort anstehenden Trachytfelsen gegründet werden, während die Strompfeiler unter Hülfe von Luftdruck, der Landanschluss am linken Ufer auf Beton zwischen Spundwänden fundiert werden mussten.

Die zur Senkung der Strompfeiler benutzten Caissons hatten einen Arbeitsraum von 2 m Höhe und bedeckten eine Grundfläche von 68,2 qm; die Pfeilerstärke beträgt im oberen Teil 2,70 m an der Sohle rund 4,0 m; die bezüglichen Längen sind zu 9,00 bezw. 14 m bemessen.

Brückenteile AB bzw. EF — Abb. 3 Tafel XI — in B bzw. E gelenkartig mit dem mittleren Träger verbunden sind. Wenn es auch nicht zu leugnen ist, dass durch eine derartige Anordnung eine Verminderung der Biegungsmomente und dadurch eine Materialersparnis zu erzielen ist, so dürfte doch die ästhetische Rücksicht nicht ausser Acht zu lassen sein, dass hier das Äussere der Konstruktion mit ihren statischen Eigenschaften nicht übereinstimmt. Zudem erscheint es auch fraglich, ob bei den verhältnismässig geringen Spannweiten, die durch die gewählte Anordnung erzielte Ersparnis die mit dem Auslegersystem verbundenen Mängel (im besonderen die Anordnung eines Gelenkes) aufwiegt.

Der mittlere Ausleger besitzt eine Stützweite von 52,00 m,

Abb. 117. Die hauptsächlichsten Querschnitte der Oderbrücke zu Schönbrunn. 1 : 20.

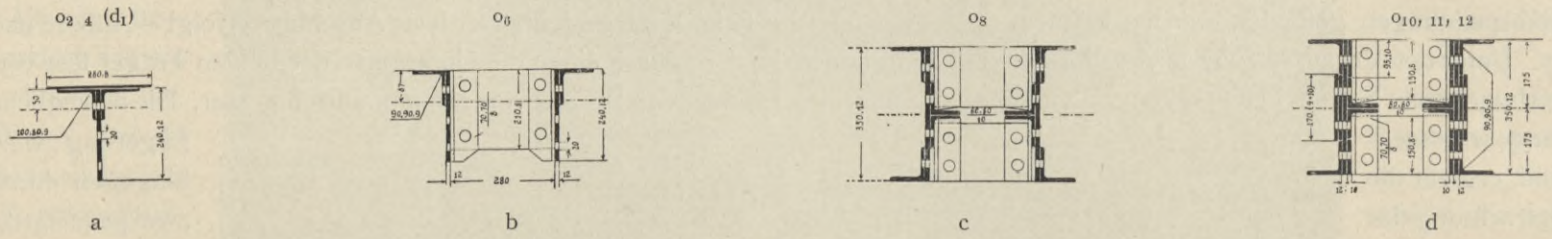


Abb. 117a—d. Obergurtquerschnitte.

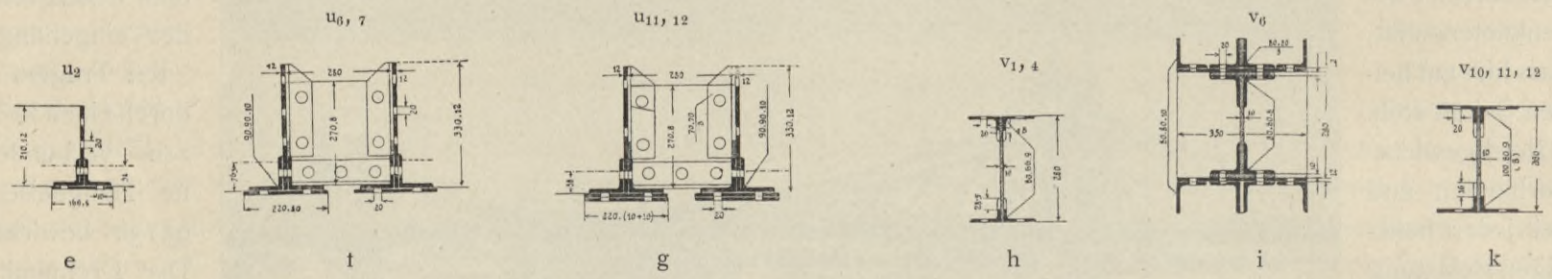


Abb. 117e—g. Untergurtquerschnitte. Abb. 117h—k. Vertikalen Querschnitte.

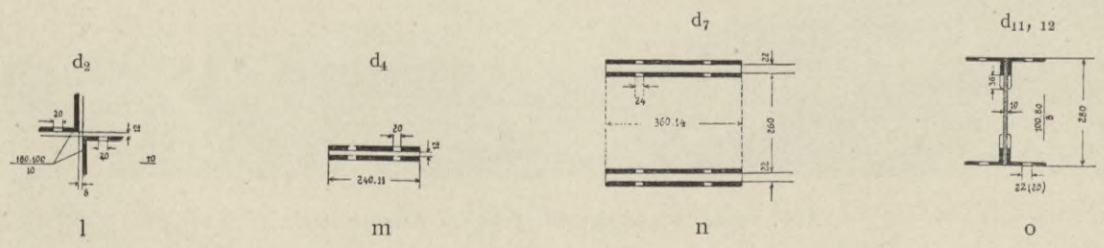


Abb. 117l—o. Diagonalen-Querschnitte.

Die kubischen Inhalte der einzelnen Pfeiler vom rechten Ufer beginnend sind:
1. 230, 2. 1180, 3. 1650, 4. 520 cbm; in Summa: 3580 cbm.

4. Die Oderbrücke bei Schönbrunn.

Tafel XI und XII.

Die zur Zeit im Bau begriffene Oderbrücke bei Schönbrunn liegt im Zuge der Reichsstrasse von Ostrau nach Teschen. Sie ist weniger durch die Ausbildung ihrer Einzelheiten oder ihre Abmessungen als durch die Eigenart ihres Trägernetzes — Abb. 3 Tafel XI — bemerkenswert.

Bei oberflächlicher Besichtigung gewährt sie den Eindruck, als wenn zur Überbrückung der 20 bzw. 50 und 20,00 m betragenden Lichtweiten seitlich zwei Parallel- und in der Mitte ein Halbparabel-Träger Verwendung gefunden hätten. Thatsächlich sind die Hauptträger jedoch als Krag- bezw. als eingehängte Träger ausgebildet, indem an den mittleren Träger beiderseits je 2 Felder fest angeschlossen, und die die Länge der Kragarme beträgt je 7,180 m, die Stützweite der Seitenträger je 14,360 m. Die Landwiderlager sind als bewegliche ausgebildet, die Gelenke bei B und E also als feste Lagerpunkte konstruiert; der Mittelträger ist normal gelagert, bei C ist ein Rollen-, bei D ein festes -Kipplager angeordnet — Abb. 1 Tafel XI.

Die 7,35 m von einander entfernten Hauptträger tragen zwischen sich die 5,00 m nutzbare Breite aufweisende in Schotter auf Zoreseisen ausgebildete Fahrbahn und die beiden seitlich anschliessenden, je rund 1,00 m breiten Fusswege. Die Abdeckung dieser ist durch 5 cm starken Holzbelag auf Querschwellen ausgeführt.

Die Brücke ist gemäss den staatlichen Bestimmungen als Strassenbrücke I. Ranges berechnet. — Die Höhe des Kragträgers beträgt am Anfange — entsprechend der Höhe der eingehängten Träger — 2,95 m, in der Mitte 7,00 m. Die Feldweiten sind zwischen den Knotenpunkten 0—6 zu je 3,59 m zwischen 6 und 12 zu 3,65 bezw. 4,11 bezw. 4,65 m bemessen. Die als Blechträger ausgebildeten Querträger liegen an den Feldenden. Zur Stützung der Zoreseisen

sind 6 Längsträger Prf.-Nr. 28 bzw. 30 in einem gegenseitigen Abstand von 974 mm angeordnet. Der über je 2 Felder hinüberreichende Haupt-Windverband liegt in der Ebene des Untergurtes. Am Obergurt erstreckt er sich — ebenso wie die hier vorgesehenen Querriegel — der mangelnden Durchfahrtshöhe halber — nur über die mittleren 3 Felder des Auslegerträgers.

Die als einfaches festes Bolzengelenk ausgebildete Verbindung des Auslegers mit dem eingehängten Träger ist aus den Abb. 6a—6e Tafel XII zu entnehmen. Die Druckübertragung findet — ähnlich früheren Gerber'schen Konstruktionen — durch 3 Knotenbleche von 38 mm gemeinsamer Stärke statt. Der Untergurt des eingehängten Trägers ist an das Windknotenblech des Auslegers, welches zugleich auch zur Stützung des Bolzenlagers dient, durch Schraubenbolzen angeschlossen. Eine Querverschiebung des eingehängten Trägers verhindern 2 seitliche Ansätze des Bolzenlagers. — Im übrigen sei bezüglich der Einzelausbildung des Trägers und der Fahrbahnkonstruktion auf die Abb. 6—8 auf Tafel XI, sowie Abb. 1—8 Tafel XII verwiesen. Die wichtigsten Querschnitte sind in der Abb. 117 übersichtlich zusammengestellt.

Die Gewichte der Eisenkonstruktion betragen:

a) Hauptträger	
1. eingehängte Träger von je 14,36 m Stützweite, 2×2 Hauptträger . . .	13813 kg
2. 2 Auslegerträger, 2 Hauptträger . .	85135 „
b) Querkonstruktion	71737 „
c) Wind- und Querverbände	11611 „
d) Zoreseisenbelag	36920 „
e) Diverses	18180 „
Σ =	237986 kg.

Dies ist pro lfd. m Brücke im Mittel rund 2,4 t und für 1 qm Fahrbahn einschliesslich der Gehwege 343 kg.

Der Entwurf zur Brücke rührt von dem Leiter des Brückenbaubureaus im Ministerium des Innern zu Wien dem kaiserl. königl. Baurath Haberkalt her.

Kurz erwähnt sei noch:

5. Die Eisenbahnbrücke über den Körösfluss bei Gyoma.

Dieselbe in der Bahnstrecke von Budapest über Szolnok nach Arad gelegen, ist weniger ihrer Einzelheiten wegen als des Umstandes halber bemerkenswert, dass hier der eingehängte Träger — Abb. 118 — so eingerichtet ist, dass er später — nach Regulierung des Flusses — als Hubbrücke — Schiffsdurchlass — benutzt werden kann. Die 3 Öffnungen überspannende Brücke trägt bei einem Abstand der Hauptträger von 4,925 m zwischen diesen ein Gleis. Das Trägernetz ist ein Parallelfachwerk. Die Stützweite der die äusseren Öffnungen überspannenden Ausleger beträgt je 66,00 m. Die Länge der nach der Mitte zu überkragenden Arme ist zu je 25,00 m, die Stützweite des eingehängten Trägers zu 16,00 m bemessen. Es sind mithin 3 gleiche Brückenöffnungen (von je 66,00 m Spannweite) vorhanden.

Die Auslegerträger sind in 10 + 4 Felder von 6,60 und 6,5 m eingeteilt. Gegendiagonalen sind hier durchgehend vorhanden. Die Trägerhöhe beträgt 7,00 m. Der eingehängte Träger als Parallelträger mit nach der Mitte zu fallenden steifen Diagonalen ausgebildet, besitzt 10 Felder zu je 1,60 m Länge; seine Höhe ist zu 1,50 m bemessen. Bei dem für später vorgesehenen Ausbau zu einer Hubbrücke soll die Bewegungseinrichtung derart getroffen werden, dass die durch Gegengewichte ausbalancierte Hubbrücke vermittelst einer, in Fahrbahnhöhe und auf einer ausserhalb der Hauptträger angebrachten Plattform aufgestellten Winde durch Menschenkraft gehoben und gesenkt werden kann. Das notwendige Mass der Hebung ist bis jetzt zu 3,35 m vorgesehen.

Das gesamte Gewicht der eingleisigen Konstruktion beträgt 615 t. Hiervon entfallen auf den Mittelträger 25 t, auf jeden der Ausleger mithin 295 t, das ist für 1 lfd. m Brücke 1,44 bezw. 3,24 t.

Der Brückenbau ist im Jahre 1893 seitens der Brückenbau-Anstalt der königlich ungarischen Maschinen-Fabrik zu Budapest zur Ausführung gelangt.

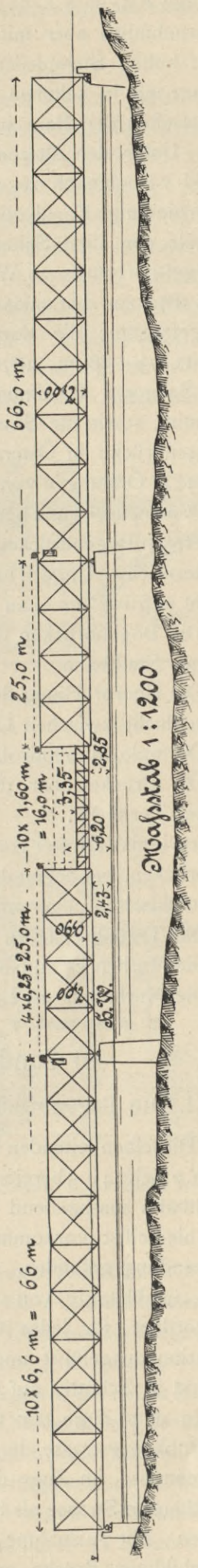


Abb. 118. Gesamtansicht der Körösbrücke bei Gyoma.

C. Bogenbrücken.

a) Allgemeines.

In Österreich sowohl wie in Ungarn giebt es verhältnismässig sehr wenige Bogenbrücken. Es dürfte dies seinen Grund einerseits in der grossen, dort herrschenden Vorliebe für Balkenträger, andrerseits aber auch darin haben, dass hier verhältnismässig weniger Gelegenheit als in anderen Ländern zum Bau bemerkenswerter Bogenbrücken gegeben ist, im besonderen im Hinblick auf die grösseren Flüsse und Ströme mit ihren anschliessenden breiten und flachen Überschwemmungsgebieten. Des weiteren sind die gebirgigen Teile des Landes reich an guten Bausteinen, was zur

Folge hat, dass z. T. die Thäler mit gemauerten Viadukten vornehmlich aber mit solchen aus eisernen Balkenbrücken auf hohen Steinpfeilern überschritten werden. Auch verlangt nur in seltenen Fällen die Rücksicht auf ein schönes Aussehen den Bau einer Bogenbrücke.

Unter den älteren hierher gehörenden Konstruktionen sind vornehmlich zu nennen: Die Bogenbrücke über den Verbindungs-Kanal zu Wien (Stützweite 69,6 m, 1884 an Stelle der alten Schnirch'schen Kettenbrücke erbaut); die Tegetthofbrücke zu Wien (Stützweite 34,45 m, erbaut 1870 bis 1872, zur Zeit anlässlich der Regulierung des Wienflusses abgetragen); die Margarethenbrücke zu Budapest (Stützweite 73—88 m, 1871—76 erbaut); die Eisenbahnbrücke zu Szegedin (8 Öffnungen von 41 m Stützweite, 1856—58 erbaut), sowie die Strassenbrücke zu Szegedin, die einzige Bogenbrücke in Österreich-Ungarn mit über 100 m Stützweite (3 Öffnungen von 79,3—86,3 und 110,3 m, 1883 erbaut).

Von neueren und bemerkenswerteren Bogenbrücken sind in Österreich — Ungarn hat solche nicht aufzuweisen — zu nennen:

1. Die Bogenbrücken der Wiener Stadtbahn.
2. Die Überbrückung der Noceschlucht zwischen Cles und Dermulo in Südtirol.
3. Die Brücke über die Enns bei Ternberg, sowie als Vertreter von Bogenbrücken, bei denen der Horizontalschub aufgenommen ist.
4. Die Traunbrücke zu Ischl.
5. Die Murbrücke zu Gobernitz.
6. Die Murbrücke zu Leoben.

Abb. 119.
Ansicht der Bogenbrücke über die Döblinger Hauptstrasse.

b) Sonderausführungen.

1. Die Bogenbrücken der Wiener Stadtbahn.

Dieselben leitenden Gesichtspunkte, welche in Abschnitt I B. a. 2 Seite 4 u. 5 bereits als für die Balkenbrücken der Wiener Stadtbahn massgebend angeführt wurden, haben auch für die hierselbst vorkommenden Bogenbrücken sinngemässe Anwendung gefunden. Auch hier sind die Hauptträger fast stets, unabhängig von der Neigung der Trace, horizontal angeordnet, für jedes Gleis eine gesonderte Brückenkonstruktion ausgeführt und die Fahrbahn vollkommen durchlaufend in Schotter auf Buckelblechen konstruiert.

In dem Zuge der Gürtellinie sind die Überführungen der Döblingerstrasse, der Nussdorfer- und der Heiligenstädter Hauptstrasse, im Zuge der Vorortlinie die Überführung der Richthausen Strasse als bemerkenswertere Bogenbrücken zu nennen. Mit Ausnahme der Heiligenstädter als Fachwerk ausgebildeten Brücke zeigen die vorgenannten Konstruktionen vollwandige Blechbogen als Hauptträger mit senkrechten, die Fahrbahn stützenden Ständern. Gelenke sind nur an den Kämpferpunkten vorhanden, die Systeme also einfach statisch unbestimmt.

Auf den Tafeln XIII—XVI ist die konstruktive Anordnung der Döblinger Brücke, die Mittelöffnung der über die Richthausen Strasse geführten Überbrückung, sowie die Anordnung der Unterführung der Heiligenstädter Strasse dargestellt. Da gemäss den allgemeinen Konstruktionsgesichtspunkten die genannten Brücken in ihrer Gesamtanlage ähnlich sind, so sei vornehmlich die Unterführung der Döblinger Hauptstrasse besprochen, auf die anderen durch Zeichnungen ausreichend erläuterten Brücken jedoch nur kurz eingegangen.

α) Die Bogenbrücke über die Döblinger Hauptstrasse im Zuge der Wiener Stadtbahn — Gürtellinie —.

Tafel XIII.

Diese Brücke in einer Übergangskurve zum Radius von 150 m und in einem Gefälle von 12 ‰ gelegen, zeigt als Hauptträger 2 Blechbogen, die nach einem Halbmesser von 32,25 m gekrümmt sind. Die Stützweite der Brücke beträgt 33,480 m, die Lichtweite 32,98 m, der Pfeil des Bogens in dessen Mitte 4,685 m. Die Entfernung zweier zueinander gehörender Hauptträger ist — Abb. 2 Tafel XIII — zu 3,00 m, der Abstand der mittleren Hauptträger beider Brücken zu 1,00 m bemessen. Der Querschnitt des Hauptträgers hat eine I-Form erhalten von 600 mm Stehblechhöhe, welche abgesehen von dem wenig guten Anschluss der Ständer an den Bogen durch die 410 mm breiten massiven Kopfplatten schwer wirkt, um so mehr als letztere von einem Kämpfer bis zum anderen durchgeführt sind. Dieser Eindruck dürfte — Abb. 1 Tafel XIII, sowie Abb. 119 — noch durch die enge Stellung der Ständer selbst verstärkt werden, welche entsprechend den Abmessungen der Buckelplatten nur je 930 mm Abstand von einander aufweisen. In der Mitte des Trägers auf 7,44 m Länge (also in den mittelsten 8 Feldern) tritt an Stelle der Ständer ein volles Blech von 10 mm Stärke.

Besondere Schwierigkeiten machte bei den vorliegenden Gefäll- und Krümmungsverhältnissen die Ausbildung der Fahrbahn. Da das Gleis eine Neigung von 12 ‰ besitzt, so fällt es um rund 40 cm von einem Widerlager bis zum anderen; zudem musste mit Rücksicht auf die auf dem Bauwerke liegende Übergangskurve die eine Schiene eine von 5,15 bis 13 cm wechselnde Überhöhung erhalten. Mit Rücksicht auf das Gefälle ist die Fahrbahn nunmehr so angeordnet, dass von den 37 Querträgern, von denen jeder durch Ständer gestützt wird, der folgende immer 11,2 mm tiefer gelagert ist als der vorherliegende, mithin der letzte Querträger 36 . 11,2 = 403 mm tiefer zu liegen kommt als der erste. Die Buckelplatten — Abb. 3a Tafel XIII — sind jedoch wagerecht gelegt, der Höhenunterschied also mit einem 11,2 mm starken Streifen unter dem Rande der ersteren ausgeglichen.

Die Achse jeder der beiden Überbauten ist zu der Kurve des Gleises im Grundriss so gelegt, dass der Pfeil

der Übergangskurve in der Brückenmitte durch die Konstruktionsachse halbiert wird, die Abweichung also am Anfang und in der Mitte der Brücke auf verschiedenen Seiten der Brückenachse liegt und annähernd gleich ist.

Der Schotterkörper wird seitlich durch 2 Abschlussträger begrenzt — Abb. 2 Tafel XIII —. Während der äussere, dem Beschauer zugewendete (wie die Brücke), in seiner Oberkante durchgehend wagerecht geführt ist, folgt der innere, auf den Querträgern aufliegend, dem Gefälle des Gleises. An dem äusseren Schotterabschlussträger sind die Fusssteigkonsolen seitlich angeschlossen; die Breite derselben ist mit Rücksicht auf die Lage des Gleises und das Normalprofil des lichten Raumes wechselnd. Querversteifungen in Gestalt von Kreuzen und Querriegeln sind in der

β) Die Bogenbrücke über die Richthausen-Strasse.

Tafel XIV.

Die Überbrückung der Richthausen-Strasse durch die zur Zeit erst eingleisig ausgebaute Vorortlinie der Wiener Stadtbahn liegt in einer Gleiskurve von 200 m Radius und besteht — Abb. 120 — aus 3 Öffnungen von 29,45, 36,20 und 18,51 m Lichtweite. Alle 3 Öffnungen sind durch Bogenbrücken, der vorbeschriebenen ähnlich, überspannt. Die zwischenliegenden Pfeiler sind trapezförmig gestaltet, die Brückenbauten deshalb normal ausgebildet. Die Längsachsen sind auch hier so zur Gleiskurve gelegt, dass die Abweichung beider am Widerlager ebenso gross wie in der Brückenmitte ist. Die Oberkante der Konstruktion

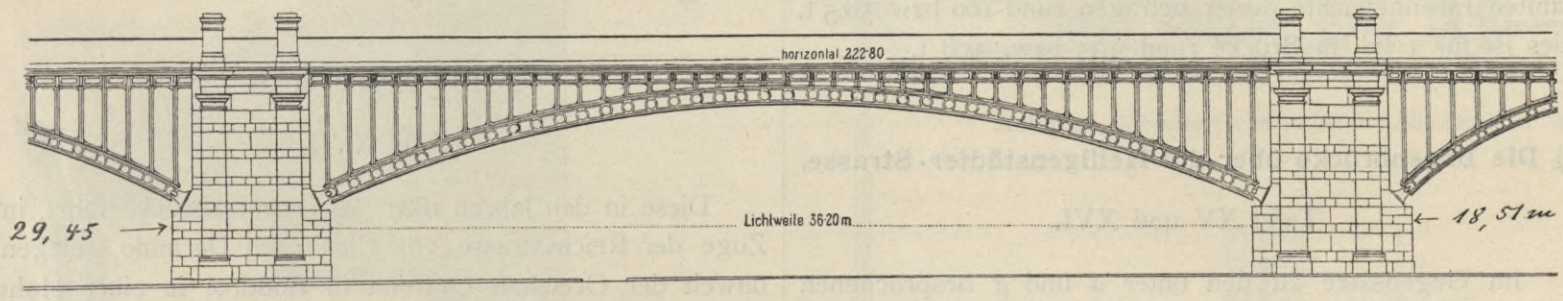


Abb. 120. Ansicht der Überbrückung der Richthausen-Strasse im Zuge der Wiener Vorortlinie. 1 : 300.

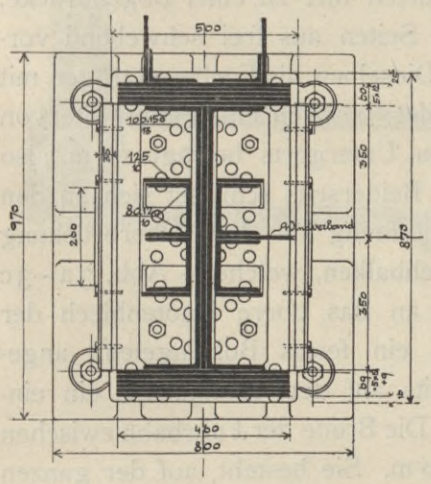


Abb. 121. Horizontalschnitt durch den Bogen über dem Auflager.

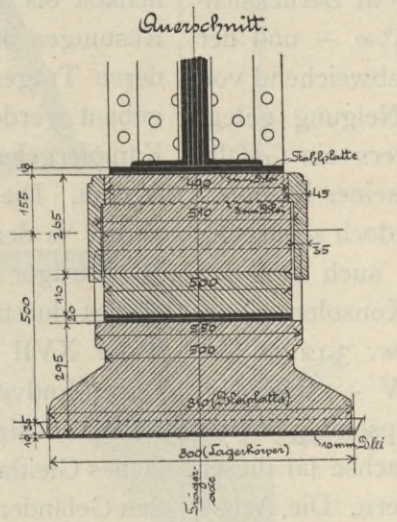


Abb. 122a. Seitenansicht. 1 : 20.

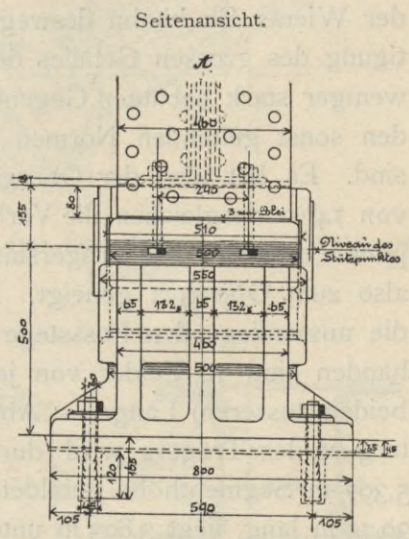


Abb. 122b. Querschnitt A—B. 1 : 20.

Ebene der vertikalen Ständer V_1 V_5 V_9 angeordnet, Querriegel ausser dem bei V_{14} und im Scheitel angebracht — Abb. 1c und 2 Tafel XIII —. Ein aus steifen Profilen und einfachen Kreuzen gebildeter Windverband liegt in den Ebenen der Querriegel und in den von diesen gebildeten Feldern.

Im übrigen sei wegen der Einzelheiten der Trägeranordnung, der Fahrbahn und Auflagerkonstruktion auf die Abbildungen der Tafel XIII Bezug genommen.

Das Eigengewicht eines lfd. m Brücke ist zu rund 3,32 t ermittelt. Diese bei der Stützweite von 33,48 m verhältnismässig ungünstige Zahl, welche das sonst übliche Gewicht um etwa 60 % übersteigt, ist auch hier, wie bei den Balkenbrücken durch die — wenn auch zweckmässige — sehr schwere Fahrbahn und die verhältnismässig geringe Materialbeanspruchung (bis 796 kg im Hauptträger) bedingt.

verläuft auf allen 3 Brücken horizontal. Auf Tafel XIV ist die mittlere der Überbrückungen in ihrer Gesamtanordnung, sowie in den bemerkenswertesten Einzelheiten dargestellt. Der in 30 gleiche Felder von je 1,2133 m geteilte Hauptträger besitzt eine Stützweite von 36,400 m bei einem Bogenpfeil von 3,79 m. Der mit stets gleich bleibendem I-förmigem Querschnitte ausgeführte Blechbogen besitzt 700 mm Stehblechhöhe. Die auf seinen Obergurt aufgesetzten Vertikalen, bestehen aus je 2 [-Eisen, welche durch Gitterwerk mit einander verbunden sind. In den mittleren 12 Feldern sind — Abb. 3b und 3c Tafel XIV — in den Vertikalebenen durchgehende Bleche angeordnet. Zum Anschluss an den Hauptträger dienen ∠-Eisen und Knotenbleche; gerade hier zeigt sich aber, um wie viel besser bei der gewählten — zweckmässigen — Querschnittsform der Ständer ein Doppelprofil für den Blechbogen gewesen wäre, da an dessen Stehblech etc. der Anschluss der Vertikale ohne weiteres hätte erfolgen können.

Im übrigen sei bezüglich der weiteren konstruktiven Ausbildung auf die Abbildungen der Tafel XIV verwiesen. Daselbst in Abbildung 2b sowie in den Textfiguren 121 und 122a—b ist auch die Anordnung des Kämpfergelenks dargestellt. Dasselbe besteht aus dem mit Hülfe von 4 Steinschrauben auf dem Mauerwerke festgelegten Lagerstuhl, der mit Hülfe von Stahlplatten eingepassten Lagerschale, und dem an den Hauptträger fest angeschlossenen cylindrischen Gelenkzapfen. Eine äussere aus Schönheitsrücksichten geforderte Verkleidung des Gelenkpunktes sucht den Anschein eines einfachen Bolzengelenkes zu erwecken.

Das Gewicht der Brücke beträgt rund 141,2 t. Dies ist für 1 lfd. m der Konstruktion rund 3,88 t. Ähnlich stellen sich auch die Gewichte der rechts und links anschliessenden Bogenbrücken von 29,76 bzw. 19,00 m Stützweite. Die gesamten Eisengewichte dieser betragen rund 100 bzw. 58,5 t, dies ist für 1 lfd. m Brücke rund 3,35 bzw. 3,08 t.

γ) Die Bogenbrücke über die Heiligenstädter-Strasse.

Tafel XV und XVI.

Im Gegensatze zu den unter α und β besprochenen Konstruktionen ist diese Brücke eine reine Fachwerkskonstruktion. Besonders bemerkenswert ist sie unter den Bauten der Wiener Stadtbahn deswegen, weil hier in Berücksichtigung des grossen Gefälles der Bahn — 14‰ — und der weniger stark bebauten Gegend die Träger abweichend von den sonst geltenden Normen in die Bahn-Neigung gelegt sind. Es hat also der Obergurt des Trägers ein Gefälle von 14‰ desgleichen die Verbindungslinie seiner Kämpferpunkte erhalten. Die Trägerständer stehen jedoch senkrecht, also zum Obergurt geneigt. Dasselbe gilt auch von den die aussenliegenden Fussstege stützenden Konsolen. Vorhanden sind 18 Felder von je 3,11 m bezw. 3,12 m (die beiden äusseren) Länge — Abb. 1 Tafel XV —. Der Untergurt des Trägers wird durch einen Ellipsenbogen mit 5,397 m Segmenthöhe gebildet. Die Hauptachse (a) dieser 30,75 m lang, liegt 3,803 m unter den Kämpfern. Die Achse b ergiebt sich aus Abbildung 1 Tafel XV zu 9,20 m.

Die Stützweite der Hauptträger beträgt 56,0 m, ihr gegenseitiger Abstand ist zu 3,20 m bzw. 80 cm bemessen. Die für die einzelnen Stäbe gewählten Querschnitte sind auf Tafel XV in den Abbildungen 2a—2l dargestellt. Sie sind, wenn auch teilweise sehr massig, zweckmässig alle so gewählt, dass ihr Anschluss an in der Kraftebene liegenden Knotenblechen von 2 × 15 mm Stärke erfolgen kann. In den mittleren Trägerfeldern sind die Hauptträger voll ausgebildet. Querversteifungen sind — vergl. die Abb. 4b Tafel XV sowie 1 und 2 Tafel XVI — ausgenommen in den mittelsten Feldern in den Ebenen der Vertikalen vorhanden. Ein über je ein Feld sich erstreckender aus einfachen Kreuzen gebildeter Windverband liegt in der Ebene des Untergurts—Abb. 4b Tafel XV—. Die Einzelheiten der Fahrbahnausbildung, welche gegenüber der sonst bei der Wiener Stadtbahn üblichen Anordnung keine Sonderheiten enthält, sind aus den Abbildungen 3 Tafel XV sowie 1, 2 und 4 Tafel XVI zu entnehmen. Bemerkt sei nur, dass mit Rücksicht auf den weiten Abstand der Ständer von 3,11 m, sich die Einschaltung eines sekundären Querträgers zur Stützung der Buckelplatten notwendig gemacht hat, und dass die Querträger der Stellung der Ständer entsprechend senkrecht, die Längsträger jedoch dem Gefälle der Hauptträger folgend in einer Neigung von 14‰ angeordnet sind.

Das in Abbildung 3c und 5a—d der Tafel XVI dargestellte Kämpfergelenk hat äusserlich zwar eine zur Höhe des Untergurts symmetrische Form in Gestalt eines Bolzengelenks erhalten, die Drucküberträgung erfolgt jedoch — Abb. 3c und 5c — naturgemäss in der Schwerachse des Gurtes. Zur Justierung der Lagerschale dienen auch hier seitlich und unterhalb dieser liegende Stahlplatten.

Das Gewicht einer jeden der eingleisigen Überbrückungen beträgt rund 250 t. Dies ist bei 56,0 m Stützweite für 1 lfd. m Brücke rund 4,46 t.

2. Die Nocebrücke.

Tafel XVII.

Diese in den Jahren 1887—88 erbaute Brücke führt, im Zuge der Reichsstrasse von Cles nach Dermulo gelegen, unweit der Ortschaft Giustina in Südtirol in einer Höhe von 138 m über die Noceschlucht.

Die felsige Beschaffenheit der Thalhänge, die Unmöglichkeit bis auf die Sohle der Schlucht herabreichende feste Rüstungen aufzustellen, führten hier zu einer Bogenbrücke, deren Träger von beiden Seiten aus frei schwebend vorgebaut werden konnten. Dieselben als Fachwerkträger mit Kämpfergelenken ausgebildet, besitzen eine Stützweite von 60,0 m. Die Pfeilhöhe des Untergurts beträgt 10 m also genau 1/6 der Stützweite. Beiderseits schliesst sich an den Hauptträger je eine Nebenöffnung an. Ihre Überbrückung erfolgt durch einfache Blechbalken, welche — Abb. 3a—3c Tafel XVII — einerseits an das obere Knotenblech der Bogen-Endvertikale durch ein festes Bolzengelenk angeschlossen sind, andererseits auf dem Landpfeiler ein einfaches Gleitlager besitzen. Die Breite der Fahrbahn zwischen den Geländern beträgt 6,00 m. Sie besteht, auf der ganzen Breite gleichmässig durchgehend, aus einem zweifachen Bohlenbelage von 10 + 5 cm Stärke, dessen erste Lage direkt auf den vorhandenen 6 Längsträgern aufruht. Während die 4 mittleren dieser aus I Eisen in einer gegenseitigen Entfernung von je 856 mm gebildet sind, zeigen die beiden äusseren, zugleich zum Fahrbahnabschluss dienenden, kleine Blechträger von 150 mm Höhe.

Die als trapezförmige Gitterträger von 4,28 m Stützweite (= der Entfernung der Hauptträger von einander) angeordneten Querträger sind in den Enden der einzelnen Brückenfelder — also in je 4,42 m Entfernung — mit Hülfe von Knotenblechen an den Hauptträger angeschlossen. In der Mitte ist ihre Höhe zu 640 mm bemessen. Seitlich finden sie eine Verlängerung über die Hauptträger hinaus durch an diese angeschlossene in Dreieckform ausgebildete Konsolen.

Ein Windverband liegt sowohl unter der Fahrbahn, wie in der Ebene des Untergurts. Während letzterer Verband vollkommen aus steifen Profilen und in den einzelnen Feldern sich kreuzenden Diagonalen besteht, wird der erstere in seinem

mittleren Teile aus einfach angeordneten Flacheisen, nach den Lagern zu aus Doppeldiagonalen und ∠-Eisen gebildet. Über die in den Ebenen der Ständer angeordneten Querverbände dürften die Abb. 4a—4d auf Tafel XVII ausreichend Auskunft geben.

Das Auflagergelenk, in Abb. 7a—7b Tafel XVII dargestellt, zeigt sehr einfache Formen. Die Drückübertragung findet durch mehrere zugleich zum Justieren dienende Keile statt. —

Bezüglich des Hauptträgers sei noch erwähnt, dass die um 320 mm gegen das Kämpfergelenk versetzte Endvertikale 11,26 m, der mittelste Ständer 1,50 m mathematische Länge besitzt. Die Untergurte haben einen kastenförmigen Querschnitt aus $4 \angle \frac{100 \cdot 165}{10 \text{ bis } 14}$ erhalten. Die Verbindung der einzelnen Teile ist durch Gitterwerk bzw. Knotenbleche erfolgt. Die Obergurte sind hingegen in][-Form ausgebildet. Die hier verwendeten Winkeleisen wechseln zwischen $\frac{100 \cdot 165}{13}$ und $\frac{80 \cdot 120}{8}$. Das zur Verbindung des oberen und unteren Teiles des Gurtes dienende Gitterwerk ist durchgehend 14 mm stark. Ständer und Streben haben ebenfalls ein I-Profil aus 2 × 2 Winkeleisen mit zwischen diesen liegendem Gitterwerk erhalten. Zur Verringerung der Gefahr des Ausknickens sind die Fachwerksstäbe der am Kämpfer anliegenden 3 Felder durch ein besonderes Band $\left(2 \angle \frac{55 \cdot 55}{8}\right)$ in der Mitte noch einmal gefasst.

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt rund 95,5 t, das ist für 1 lfd. m Brücke nur 1,42 t und für 1 qm Fahrbahn 235 kg. Bei der Berechnung ist für die Hauptträger eine gleichmässig verteilte Belastung von 465 k/qm, für die Fahrbahnteile ein Wagen von 3,5 m Radstand, 1,3 m Spurweite und 2,5 t Raddruck zu Grunde gelegt. Als Winddruck war bei belasteter Brücke ein solcher von 150 kg/qm, bei unbelasteter von 250 kg/qm in Rechnung gestellt und als belastete Fläche die $1^1/_2$ fache Druckfläche einer Trägerwand eingeführt. Die in den einzelnen Konstruktionsteilen zugelassene Inanspruchnahme übersteigt 800 kg/qcm nicht.

Bei der Aufstellung der Brücke, deren beide Hälften, wie vorerwähnt als Konsolträger freischwebend von den beiden Thalhängen aus vorgebaut wurden, wurde eine Drehung der Trägerhälften nach unten um die Kämpferpunkte dadurch verhindert, dass — Abb. 123 u. 124 — eine tief in den Felsen hineingeführte und mit Spannschloss versehene Verankerung am Obergurt der Brücke angeschlossen war.

Hervorhebenswert erscheint, dass die Aufstellung der Brücke am 19. April 1888 begonnen und schon am 24. Juni desselben Jahres beendet wurde, also nur 66 Tage beansprucht hat. — Der Entwurf zu dem Bauwerke sowie zur Aufstellung desselben rührt von dem Direktor Hagen der Brückenbau-Anstalt der Österr.-Alpinen Montangesellschaft zu Graz her.

Eine dem vorbeschriebenen Bauwerke ähnliche Konstruktion, ebenfalls von der Alpinen Montangesellschaft entworfen und frei auskragend montiert, ist:

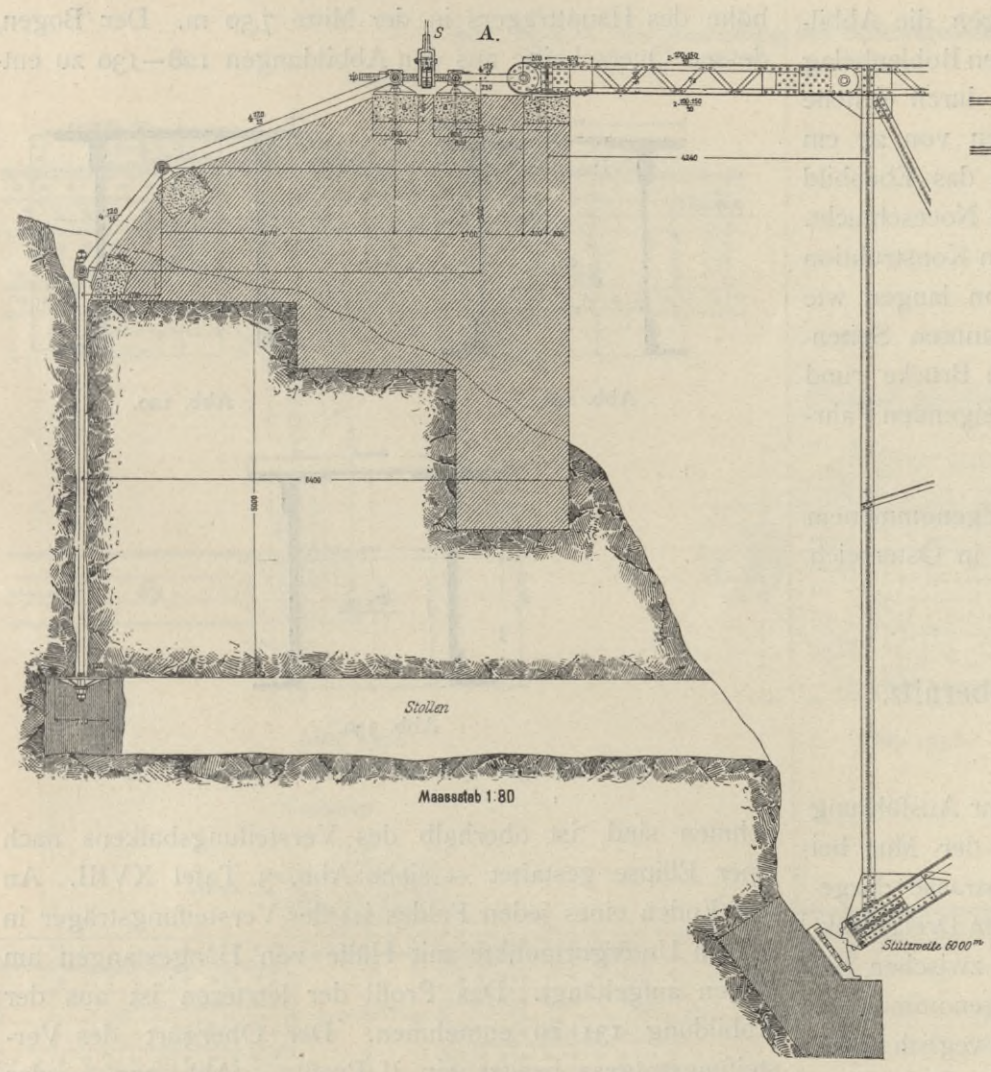


Abb. 123. Die Verankerung der Nocebrücke während ihrer Montage.

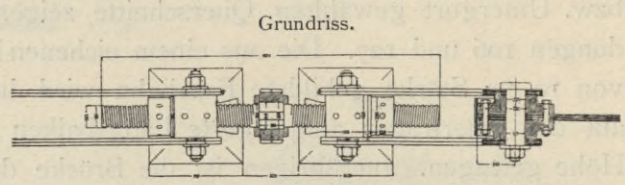


Abb. 124. Einzelheit von Punkt A (Abb. 123). 1 : 40.

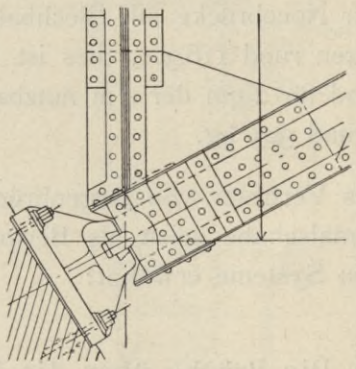


Abb. 125. Das Kämpfergelenk der Ternberger Ensbrücke.

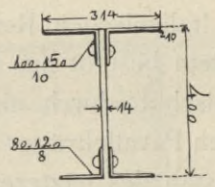


Abb. 126.

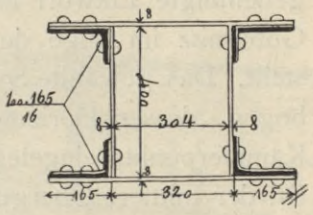


Abb. 127.

3. Die Strassenbrücke über die Enns bei Ternberg.

Ihre Hauptträger — der grösseren Stabilität des Bauwerkes halber abweichend von denen der Nocebrücke im Verhältnis von rund 1 : 18 gegen die Vertikale geneigt, besitzen 76,0 m Stützweite. Vorhanden sind 19 Felder zu je 4,00 m Länge. Die mathematische Trägerhöhe beträgt an dem Anfangsständer, der hier direkt über dem Auflagergelenk — Abb. 125 — sitzt, 13,00 m, in der Mitte 2,20 m. Die Pfeilhöhe des Bogenuntergurts also 10,80 = rund $^1/_7$ der Stützweite.

Die Hauptträger sind in der Ebene des Obergurts 4,40 m, an den Kämpferpunkten 6,00 m entfernt. Die für den Ober- bzw. Untergurt gewählten Querschnitte zeigen die Abbildungen 126 und 127. Die aus einem eichenen Bohlenbelag von 10 cm Stärke gebildete Fahrbahn wird durch eichene auf den Querträger aufgelagerte Längsbalken von 27 cm Höhe getragen. Im übrigen ist die Brücke das Ebenbild der vorher besprochenen Überbrückung der Noceschlucht. Das Gewicht der in dem Jahre 1890 gebauten Konstruktion beträgt einschliesslich der anliegenden 7,60 m langen wie bei der Nocebrücke mit Blechbalken überspannten Seitenöffnungen rund 118,3 t, dies ist für 1 lfd. m Brücke rund 1,3 t und für 1 qm der 4 m nutzbare Breite zeigenden Fahrbahn rund 325 kg.

Als Vertreter von Bogenbrücken mit aufgenommenem Horizontalschube seien als Beispiele für die in Österreich üblichen Systeme erwähnt:

4. Die Brücke über die Mur zu Gobernitz.

Tafel XVIII und XIX.

Auf den Tafeln XVIII und XIX ist der zur Ausführung genehmigte Entwurf für eine Überbrückung der Mur bei Gobernitz im Zuge der Italienischen Reichsstrasse dargestellt. Das gewählte System besteht aus einem Dreigelenkbogen, dessen Horizontalschub durch einen zwischen die Kämpferpunkte eingelegten Parallelträger aufgenommen ist. Da der mittlere Obergurtstab des letzteren beweglich angeschlossen werden soll, wirkt auch der Punkt D im Versteifungsträger als Gelenk — Abb. 3 Tafel XVIII —. Es liegt mithin hier ein Trägergebilde vor, welches als aus 5 Scheiben bestehend angesehen werden kann.

Und zwar Abbildung 3 Tafel XVIII:

1. AC, 2. CB, 3. CD, 4. AD, 5. DB.

Vorhanden sind hierbei 2 einfache Gelenke A, B ($g_{,}$) sowie 2 zweifache C und D ($g_{,,}$); 3 Auflagerunbekannte — (a) — sind zu bestimmen. Da die Anzahl der Scheiben s = 5 ist, ergiebt die Gleichung: $2\,(g_{,} + 2g_{,,}) + a = 3s$ den nämlichen Wert: $2\,(2 + 2\,.\,2) + 3 = 3 \cdot 5 = 15$ auf beiden Seiten.

Das System ist also statisch bestimmt. Zu demselben Resultate gelangt man natürlich auch durch Abzählen der Stäbe und Knotenpunkte:

$$2\,k = s + a. \qquad k = 48. \qquad s = 93. \qquad a = 3.$$

$$\mathbf{2\,k = 96} = s + a = 93 + 3 = \mathbf{96}.$$

Es dürfte jedoch dahingestellt bleiben, ob die statische Bestimmtheit des Systems ein Vorteil ist, welcher durch die in der Anordnung der Mittelgelenke im Bogen und Versteifungsträger liegenden Nachteile aufgewogen wird. Die beiden in der Systemsmitte übereinander liegenden Gelenke werden einerseits gerade hier starke Träger-Durchbiegungen zur Folge haben; andrerseits leidet aber auch hierdurch die Quersteifigkeit der Konstruktion, da es sich bei Brücken wie der vorliegenden stets empfehlen dürfte, in die Mitte ein recht festes Portal einzubauen.

Die Stützweite der beiden 6,45 m von einander entfernten Hauptträger ist zu 70,56 m bemessen. Vorhanden sind 16 Felder von 4,41 m Länge. Die mathematische Höhe des als Parallelträger mit einfachem Dreieckssystem ausgebildeten Versteifungsbalkens beträgt 3,00 m, die Gesamthöhe des Hauptträgers in der Mitte 7,50 m. Der Bogen, dessen Querschnitte aus den Abbildungen 128—130 zu ent-

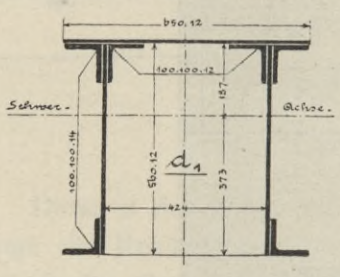


Abb. 128.

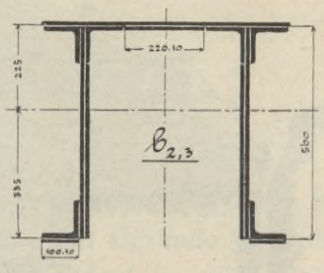


Abb. 129.

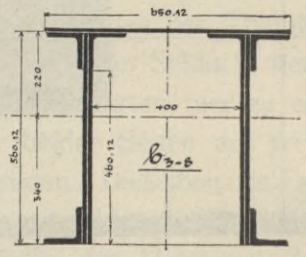


Abb. 130.

Abb. 128—130. Querschnitte des Bogens. 1 : 20.

nehmen sind, ist oberhalb des Versteifungsbalkens nach einer Ellipse gestaltet — siehe Abb. 3 Tafel XVIII. An den Enden eines jeden Feldes ist der Versteifungsträger in seinem Untergurtpunkte mit Hülfe von Hängestangen am Bogen aufgehängt. Das Profil der letzteren ist aus der Abbildung 131 zu entnehmen. Der Obergurt des Versteifungsträgers besitzt ein][Profil — Abb. 132, — der

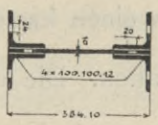


Abb. 131.
Der Querschnitt der Hängestangen.

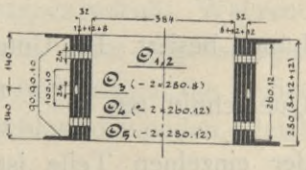


Abb. 132.

Untergurt ein solches aus 2 ⊥ förmigen Querschnitten — Abb. 133. Die Fachwerkstäbe sind, ausgenommen die aus 2 × 2 Flacheisen gebildeten Stäbe Z_3 bis Z_6 — Abb. 134 —

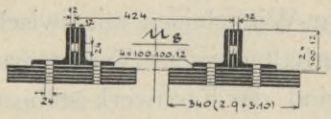


Abb. 133.

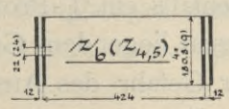


Abb. 134.

aus steifen Querschnitten geplant; bei grösserer Beanspruchung bestehen sie aus 2 Winkeleisen = Kreuzen —

Abb. 135, — sonst aus 2 × 2 gegen einander versetzten Winkeleisen — Abb. 136. — Die in Schotter auf Zoreseisen ausgebildete, zwischen den Hauptträgern liegende Fahrbahn besitzt 5,65 m Breite. Ihre Stützung erfolgt durch die an

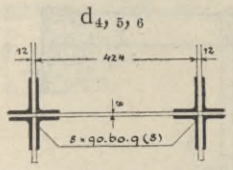


Abb. 135.

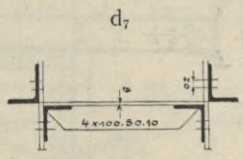


Abb. 136.

den Feldenden liegenden als Blechbalken ausgebildeten 750 mm hohen Querträger und 7 an diese angeschlossene Längsträger, deren äusserste zugleich den seitlichen Fahrbahnabschluss bilden.

Die ausserhalb der Hauptträger liegenden, durch Konsolen gestützten Fussstege sind 1,50 m breit. Ihre Abdeckung erfolgt durch 7 cm starke Längsbohlen auf Querschwellen — 12/14 in je 75 cm Abstand. Ein in der Ebene des Bogens liegender Windverband nebst Querversteifung beginnt bei V_2. Seine Anordnung folgt aus der Abbildung 2a und 2d auf Tafel XIX. Ein zweiter Windverband ist an dem Untergurte des Versteifungsträgers angeschlossen. Beide Verbände reichen über je 2 Brückenfelder hinweg.

Im übrigen sei wegen der Einzelheiten der Hauptträger, der Fahrbahn und der Auflager auf die Tafeln XVIII u. XIX verwiesen. Das Mittelgelenk ist in der Abb. 137a — f dargestellt.

Das Gesamt-Eisengewicht der als Strassenbrücke I. Ranges berechneten Konstruktion ist zu rund 303,6 t angegeben, dies ist auf 1 lfd. m der 70,56 m weit gespannten Brücke rund 4,3 t und für 1 qm Fahrbahn einschliesslich der Fussstege 445 kg. Im besonderen beträgt für 1 Hauptträger: das Gewicht des Bogens 34,3 t, dasjenige des Versteifungsträgers einschliesslich der Hängeeisen 49,4 t. Das Gesamtgewicht des Hauptträgers also: 83,7 t.

Die Querkonstruktion der Brücke hat ein Gewicht von rund 47,3 t. Der obere Windverband einschliesslich der hier vorgesehenen Querversteifungen wiegt rund 9,46 t, der untere 6,08 t.

Abb. 137 a – f. Die Ausbildung des Scheitelgelenkes. 1 : 30.

Ansicht.

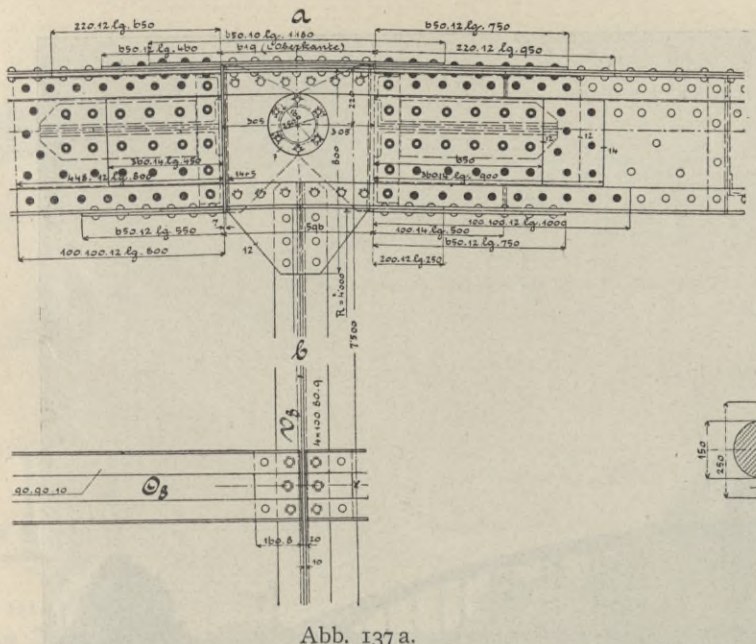


Abb. 137 a.

Einzelheit des Gelenks.

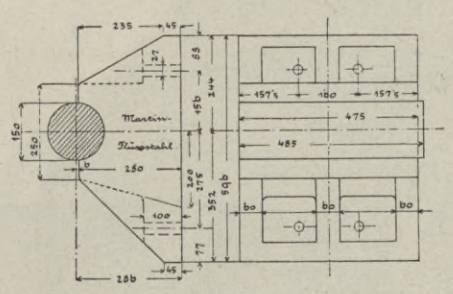


Abb. 137 b.

Schnitt a b.

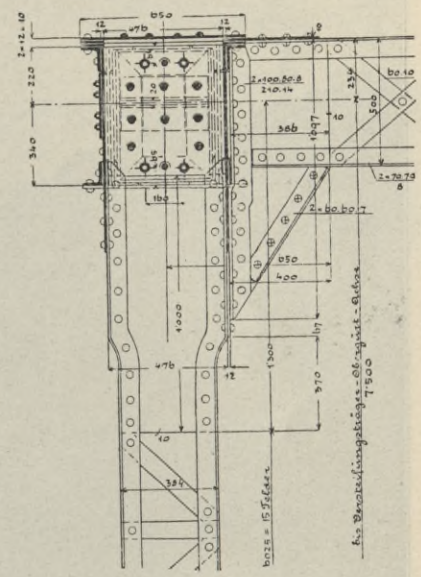


Abb. 137 c.

Grundriss.

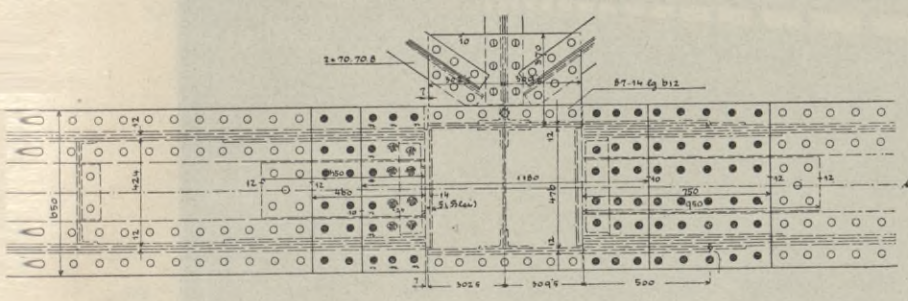


Abb. 137 d.

Schnitt c d.

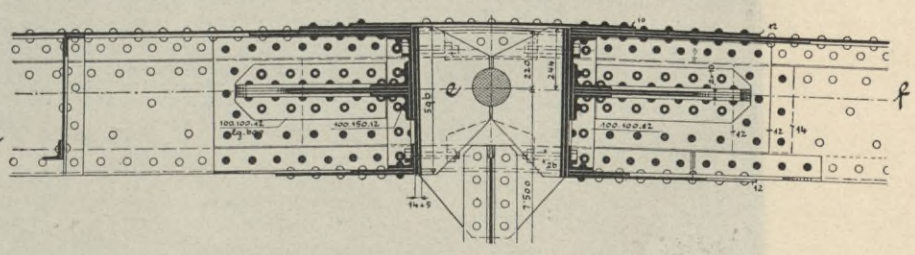


Abb. 137 e.

Schnitt e – f.

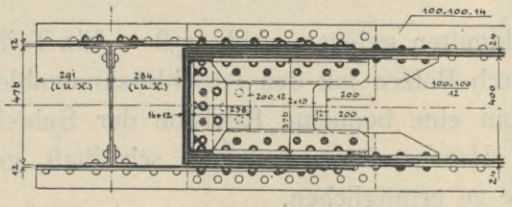


Abb. 137 f.

5. Die Johannesbrücke zu Ischl im Zuge der Ischler Reichsstrasse.

Tafel XX und XXI.

Die Johannesbrücke zu Ischl, im Jahre 1898 erbaut, dient zur Überführung des Ischl-Flusses unweit seiner Einmündung in die Traun. Das hier zur Ausführung gelangte

System stellt sich als eine Bogenbrücke mit durch ein Zugband aufgenommenem Horizontalschube dar, ist also einfach statisch unbestimmt. Die lichte Weite der Überbrückung beträgt 39,00, die Stützweite derselben 40,200 m. Die Haupt-Träger, in der Mitte 5,751 m hoch, tragen, in einem gegenseitigen Abstande von 6,25 m von einander liegend, zwischen sich die 5,80 m breite Fahrbahn und an ihren Aussenseiten zwei Fusssteige von je 1,50 m Breite. Die letzteren dienen zugleich zur Aufhängung eines durchgehenden Holzkastens, welcher je 4 Rohrleitungen der Salinenverwaltung aufnimmt. Vorhanden sind 10 Trägerfelder von je 4,02 m, an deren Enden die als Blechbalken ausgebildeten Querträger liegen. Mit Rücksicht auf die starke Belastung des Fussweges sind zwischen die an den Feldenden angeschlossenen Hauptkonsolen Zwischenträger gezeigt hat. Zweckmässig wäre es auch hier gewesen, in der Ebene der Mittelvertikale ein sehr festes Portal anzuordnen. Auch dürfte die Quersteifigkeit wesentlich zu-

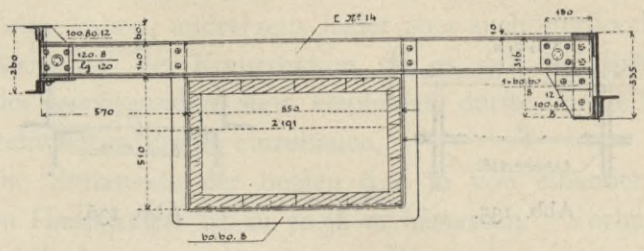


Abb. 138. Zwischenträger des Fusssteiges. 1 : 30.

nehmen, wenn die unter der Strassenfahrbahn liegenden Zoreseisen nicht, wie geschehen, auf den Längsträgern festgeklemmt, sondern mit ihnen vernietet würden.

Abb. 139. Ferdinand-Brücke über die Mur in Graz.

in den Feldmitten gelegt — Abb. 138 —. Ein Teil derselben ist nur durch Bolzen mit den Anschlussknotenblechen verbunden, um eine bequeme Revision der Sole-Leitungen, sowie die Herausnahme einzelner schadhaft gewordener Rohrstücke zu ermöglichen.

Die Fahrbahn der Strasse — Abb. 4 Tafel XX ist in Schotter auf Zoreseisen ausgebildet, der Gehweg mit Holzbohlen auf Querhölzern abgedeckt. Ein unterer Windverband ist an das horizontal liegende ⊥-förmige Zugband angeschlossen. Eine obere Wind- und Querversteifung konnte mit Rücksicht auf den freien Raum nur in den mittleren beiden Feldern angebracht werden. Jedoch erscheint die hier vorgenommene Querversteifung nicht fest genug, da sich ein sehr starkes Vibrieren der Brücke beim Befahren

Im übrigen dürften die Abbildungen auf Tafel XX und XXI eine vollkommene Darstellung der Konstruktion nebst ihren Einzelheiten bieten.

Das Eisengewicht der nach den Plänen des kaiserl. königl. Baurats Haberkalt erbauten, als Strassenbrücke I. Ranges berechneten Konstruktion beträgt alles in allem rund 139 t, das ist für das lfd. m Brücke bei der 40,20 m grossen Stützweite rund 3,46 t und Fahrbahn und Gehwege zusammengenommen, rund 390 kg auf 1 qm Fahrbahn.

Das Gewicht eines jeden Hauptträgers ist zu 37,5 t, dasjenige der Fahrbahn- und Gehwegkonstruktion (einschliesslich der Zoreseisen) zu 46,70 t berechnet. Der untere Windverband wiegt 2,8 t, der obere 2,4 t.

6. Die Murbrücke zu Leoben.

Die Brücke im Zuge der italienischen Reichsstrasse und annähernd im Mittelpunkt der Gemeinde Leoben gelegen, übersetzt die Mur mit einem über der Fahrbahn angeordneten 2 Gelenk-Fachwerksbogen, dessen Horizontalschub durch ein in Fahrbahnhöhe gelegenes Band aufgenommen ist. Es sei beiläufig darauf hingewiesen, dass diese Art von Bogenbrücken überhaupt zum ersten mal in Österreich zur Ausführung gelangt ist und dass als erstes derartiges

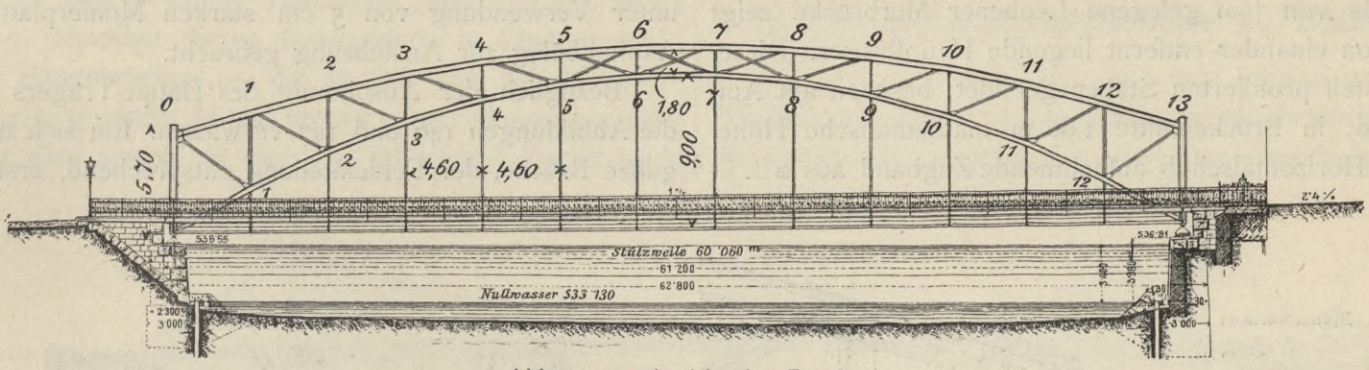


Abb. 140 a. Ansicht der Brücke.

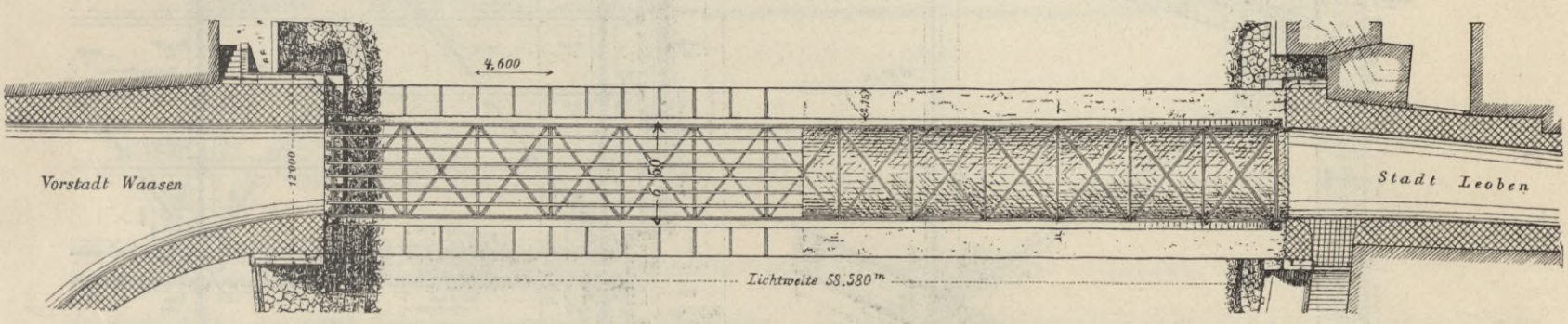


Abb. 140 b. Grundriss.

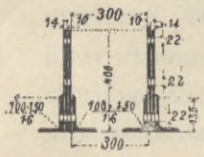
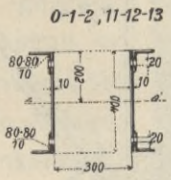
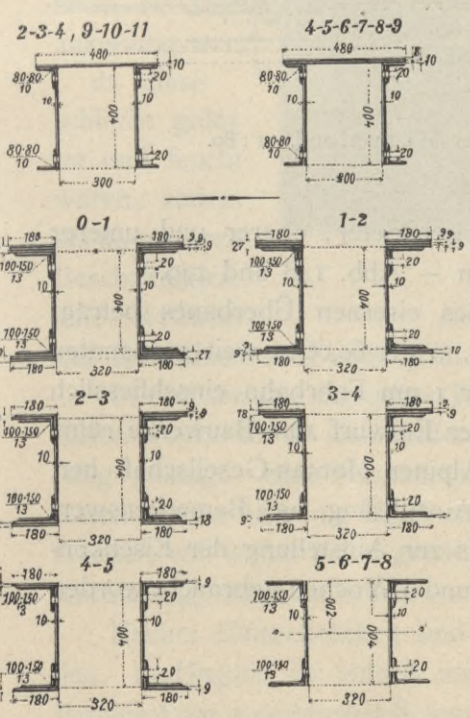


Abb. 141. Querschnitt des Zugbandes.

Abb. 142. Querschnitt der Hängestangen.

Querschnitte des Bogenobergurts.





Querschnitte des Bogenuntergurts.

Abb. 143.

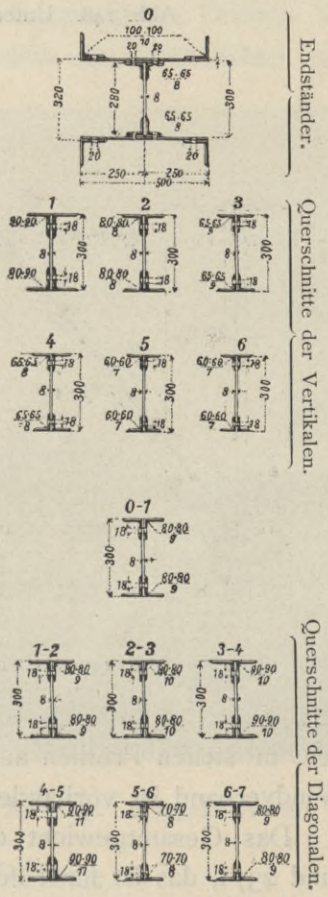


Abb. 144. Querschnitte der Fachwerksstäbe.

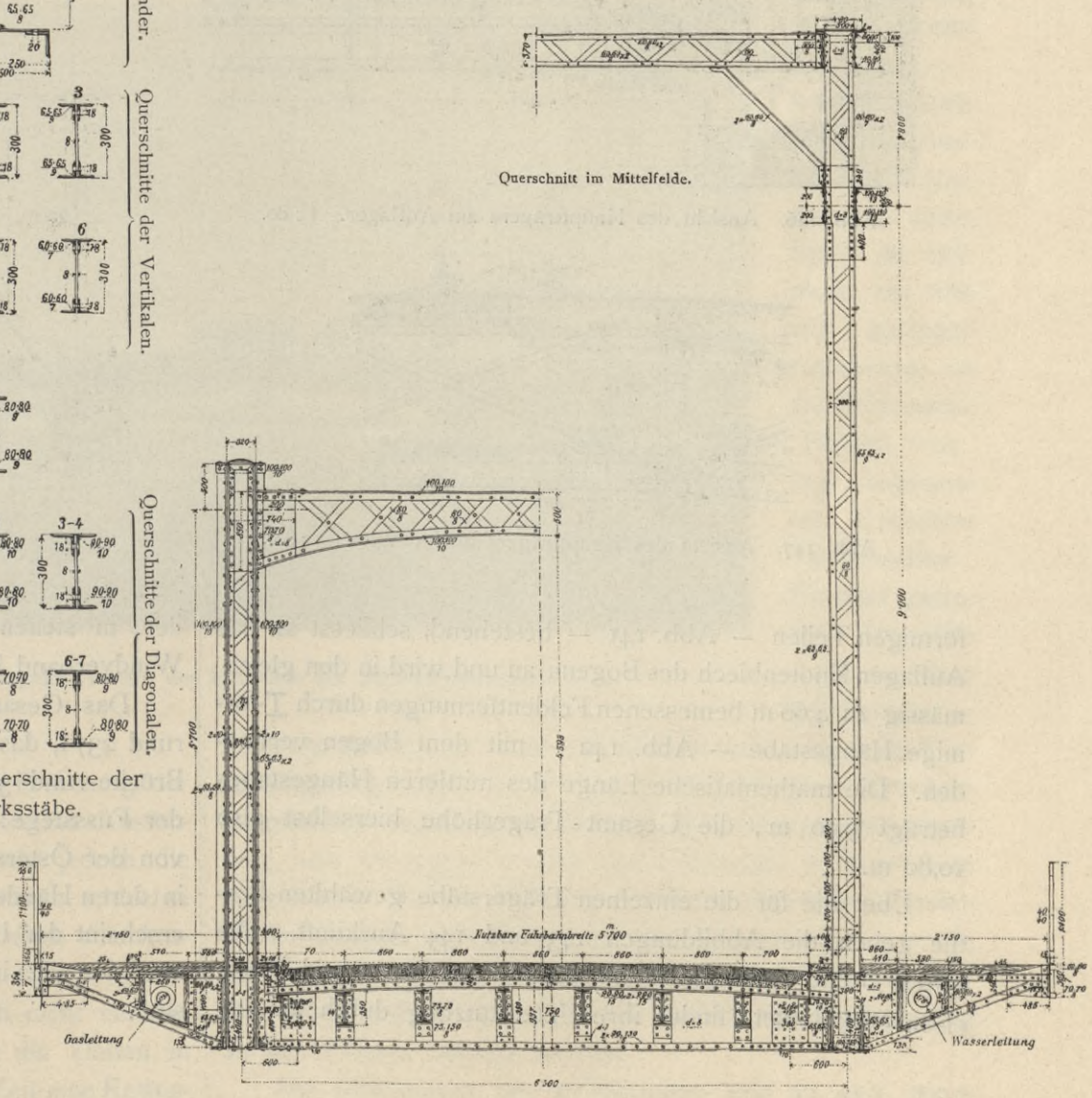


Abb. 145.
Querschnitt durch die Brücke am Auflager und im mittelsten Felde. 1 : 75.

Bauwerk die Ferdinandbrücke über die Mur in Graz zu nennen ist — Abb. 139 —, welche im Jahre 1882 von der Österreichischen Alpinen Montan-Gesellschaft nach dem Entwurfe ihres Direktors Hagen zur Ausführung gelangt ist.

Die in den Abbildungen 140a und 140b dargestellte im Gefälle von $^1/_{100}$ gelegene Leobener Murbrücke zeigt 6,10 m von einander entfernt liegende Hauptträger. Diese, nur aus steif profilierten Stäben gebildet, besitzen am Auflager 5,70, in Brückenmitte 1,80 m mathematische Höhe. Das den Horizontalschub aufnehmende Zugband aus 2 ⊥⊥-förmigen Teilen — Abb. 141 — bestehend, schliesst an das Auflager-Knotenblech des Bogens an und wird in den gleich mässig zu 4,60 m bemessenen Feldentfernungen durch T-förmige Hängestäbe — Abb. 142 — mit dem Bogen verbunden. Die mathematische Länge des mittleren Hängestabes beträgt 9,00 m, die Gesamt-Trägerhöhe hierselbst also 10,80 m.

Über die für die einzelnen Trägerstäbe gewählten Profile geben die Abbildungen 143 und 144 Auskunft. Die 5,70 m breite Fahrbahn in Holzpflaster auf Beton und Zoreseisen ausgebildet, findet ihre Unterstützung durch an den Felderenden gelegene Querträger und 8 gleichmässig über die ganze Brückenbreite verteilte Längsträger — Abb. 145 —. Seitlich an die Hauptträger sind in Gitterwerk ausgeführte Konsolen angeschlossen. Die Abdeckung des Fussstegs ist in ähnlicher Weise wie bei der Radetzky-Brücke in Graz unter Verwendung von 5 cm starken Monierplatten und Asphaltbelag zur Ausführung gebracht.

Bezüglich der Ausbildung des Haupt-Trägers sei auf die Abbildungen 146 und 147 verwiesen. Ein sich über die ganze Brücke, der Feldeinteilung entsprechend, erstreckender, in steifen Profilen ausgebildeter, oberer und unterer Windverband ist vorhanden — Abb. 148 und 149.

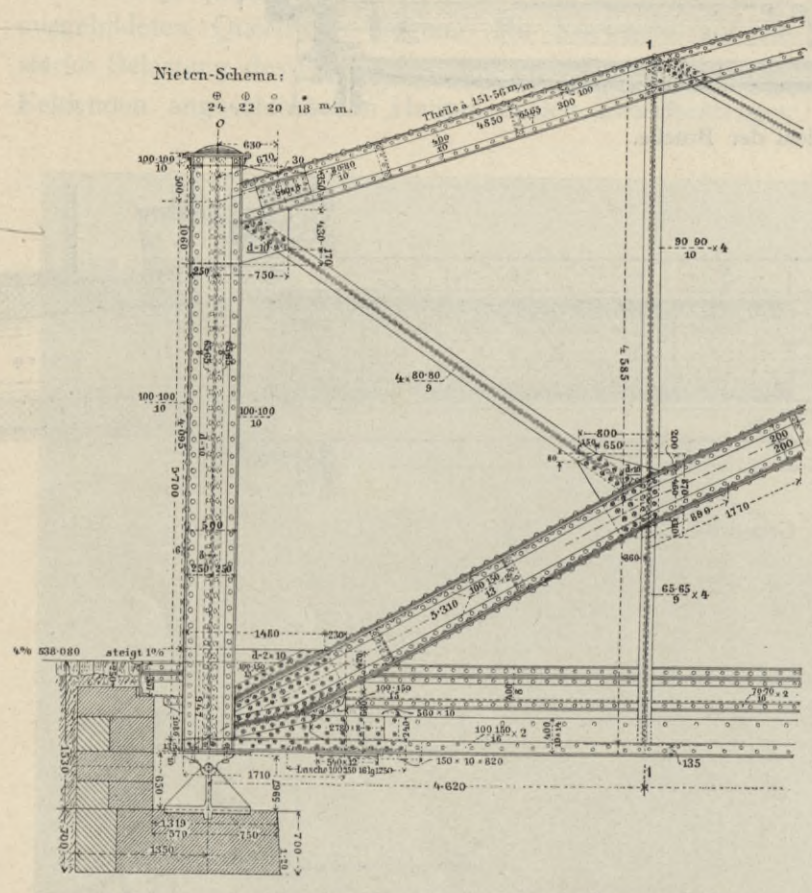


Abb. 146. Ansicht des Hauptträgers am Auflager. 1 : 80.

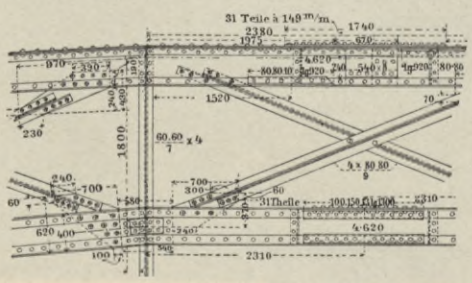


Abb. 147. Ansicht des Hauptträgers in der Mitte. 1 : 80.

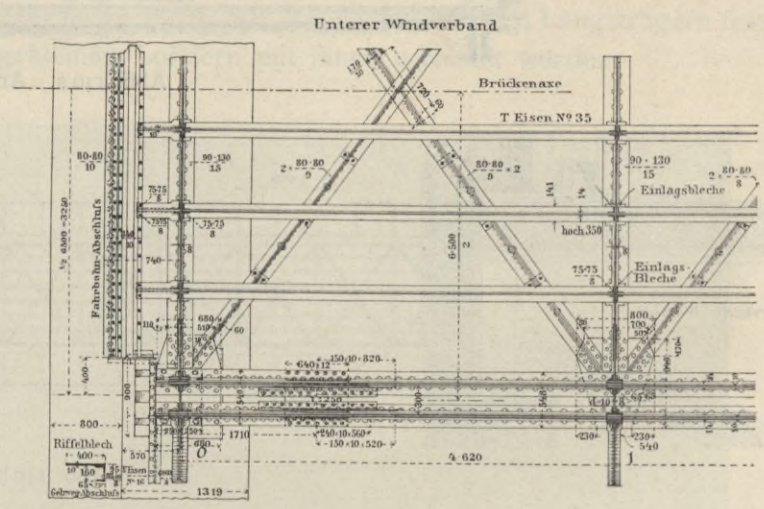


Abb. 148. Unterer Windverband. 1 : 80.

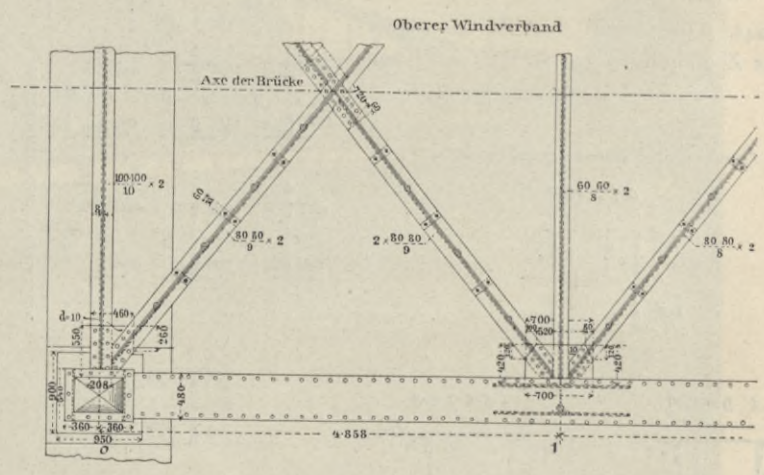


Abb. 149. Oberer Windverband. 1 : 80.

Das Gesamtgewicht des eisernen Überbaues beträgt rund 237 t, das ist für 1 lfd. m der 60,06 m weit gespannten Brücke rund 3,96 t und für 1 qm Fahrbahn einschliesslich der Fussstege: 410 kg. Der Entwurf zum Bauwerke rührt von der Österreichischen Alpinen Montan-Gesellschaft her, in deren Händen auch die Ausführung lag. Bemerkenswert erscheint der Umstand, dass zur Aufstellung der Eisenkonstruktion alles in allem nur rund 6 Wochen gebraucht worden sind.

D. Hängebrücken.

a) Allgemeines.

Es ist eine bekannte Thatsache, dass von den vielen im 3.—5. Jahrzehnt dieses Jahrhunderts in Österreich erbauten Hängebrücken — die ja fast alle Kettenbrücken waren, eine grössere Anzahl bereits wieder abgetragen sind. Es liegt dies sowohl in einer zu schwachen Konstruktion als auch in zu geringen Fahrbahnabmessungen begründet, welche bei steigendem Verkehre sich als nicht ausreichend erwiesen, ferner aber auch an konstruktiven Fehlern bei ihrer Anlage, wodurch die Brücken der allmählichen Zerstörung durch atmosphärische Einflüsse anheim fallen mussten. Im besonderen hat sich gezeigt, dass hierzu in sehr vielen Fällen die Anlage der Ankerkammern die Veranlassung war, da diese schlecht gelüftet und feucht waren, zudem bei ihrer engen Beschaffenheit eine Revision der Kette hierselbst unmöglich machten.

In den meisten derartigen Fällen ist eine Ersetzung der Kettenbrücke durch eine andere Konstruktion zur Ausführung gelangt. Eine Ausnahme hiervon macht jedoch die Kettenbrücke über die Eger zu Ellbogen, deren schlechte Glieder, wie weiter unten genauer mitgeteilt wird, eine Auswechselung erfahren haben.

Neuere Hängebrücken sind in Österreich nicht vorhanden. In Ungarn ist jedoch und zwar über die Donau in Budapest am sogenannten Schwurplatze zur Zeit eine Kettenbrücke im Bau begriffen, über welche hier einige Mitteilungen gegeben werden sollen. Leider sind die Pläne ihrer Einzelheiten zur Zeit noch der Veröffentlichung entzogen.

b) Die Schwurplatzbrücke zu Budapest.

In dem im Jahre 1893 von dem königl. ungarischen Handelsministerium ausgeschriebenen Wettbewerbe für zwei Strassenbrücken in Budapest wurde der erste Preis für einen Entwurf der Schwurplatzbrücke dem Oberingenieur Kübler der Esslinger Maschinenfabrik (im Verein mit dem Kabelwerk von Felten & Guilleaume zu Mühlheim a. Rh.) erteilt. Der preisgekrönte Entwurf — eine versteifte Kabelbrücke von 313 m Lichtweite zeigend — kommt jedoch nicht zur Ausführung, sondern an seine Stelle ist vielmehr ein mit nur geringer Anlehnung an das Küblersche Projekt von dem Sektionsrat Czekelins aufgestellter Entwurf getreten. Derselbe stellt eine über 3 Öffnungen — Abb. 150 und 151 — reichende Kettenbrücke mit einem Versteifungsträger dar; der letztere ist für die ganze Brückenlänge als durchgehend konstruiert. Sein Obergurt ist geradlinig, sein Untergurt in allen drei Öffnungen in Bogenform ausgebildet. Die zur Stützung der Kette dienenden Pendelpfeiler sind an der Stelle, wo der Versteifungsträger sie durchdringt, gespalten. Die Lagerung der letzteren über den Mittelpfeilern soll durch eine pendelartige Aufhängung an den Pilonen bewirkt werden.

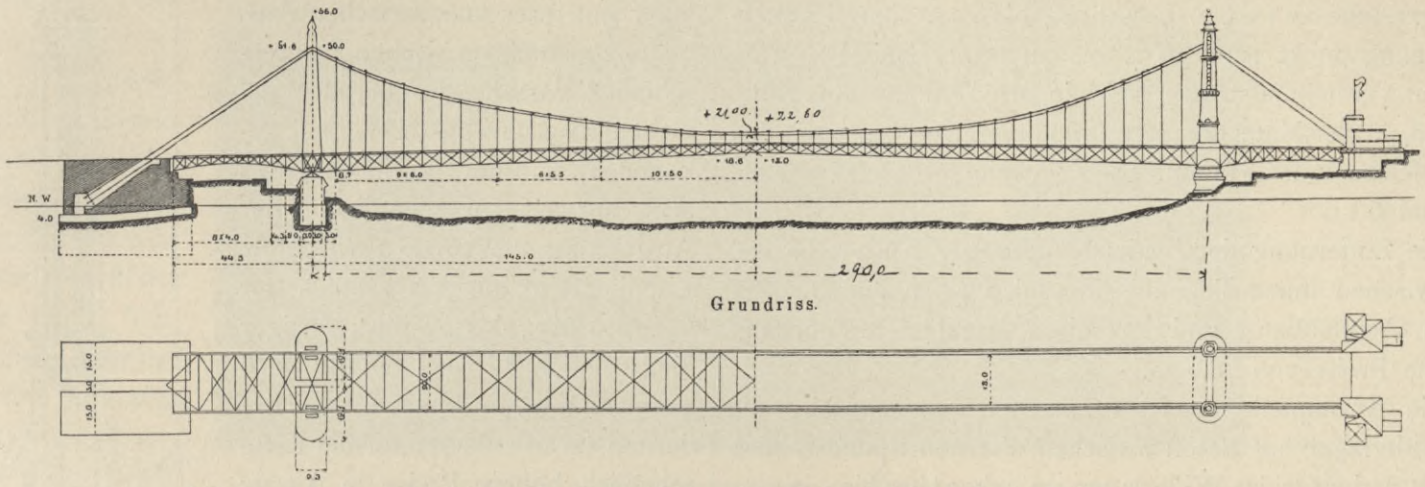


Abb. 150. Der zur Ausführung bestimmte Entwurf der Schwurplatzbrücke zu Budapest. 1 : 2500.

Abb. 151. Perspekt. Ansicht des Entwurfs der Schwurplatzbrücke.

Die Stützweiten der 3 Öffnungen sind zu 44,3, 290,0, 44,3 m bemessen, während die betreffenden lichten Weiten

35,5, 280,7 und 35,5 m in Summa also 351,7 m betragen.

Die Kette soll unter Annahme einer grössten zulässigen Beanspruchung von 1400 kg/qcm als Doppelkette zur Ausführung gelangen. Ihre beiden Stränge sollen durchgehend rund 1,60 m von einander entfernt sein. Der Pfeil derselben ist zu etwa 29,0 m, das ist zu $^1/_{10}$ der mittleren Stützweite bemessen. Die Rückhaltketten sind sehr steil $\frac{1}{1,4}$ geneigt. Die Höhe des Pilonen beträgt von der Unterkante seiner Auflagerstelle an (+ 8,7) gerechnet, bis zum oberen Kettenbefestigungspunkt rund 42,9, bis zu seiner Spitze 47,3 m.

Der Versteifungsträger weist in Brückenmitte eine Höhe von 4,8, in der Mitte der Seitenöffnungen von 3,4, über den Mittelpfeilern von 6,6 m auf. Die Feldweite wechselt zwischen 4, 5 und 6 m.

Die Entfernung der beiden Hauptträger beträgt 20,0 m, die zwischen ihnen liegende in Holzpflaster auf Buchenbohlen, Asphaltbeton und Zoreseisen ausgebildete Fahrbahn hat eine Breite von 18,0 m.

Die Strompfeiler werden zur Zeit pneumatisch, die Landwiderlager auf Beton zwischen eisernen Spundwänden fundiert und zwar das Widerlager am linken Ufer bis — 2,5 —, der erste Strompfeiler bis — 7,0 —, der zweite bis — 9,00 —, der rechte Uferabschluss bis — 2,5 m — unter NW. Die Stärke des Strompfeilers ist bei einer Länge von 38,2 m in Fundamenthöhe zu 9,3, am oberen Teil zu 6,8 m bemessen. Die Ausführung der etwa 40000 cbm umfassenden Maurerarbeiten ist der Firma Gross, Fischer & Co. übertragen, während die gesamte Anfertigung und Aufstellung der Eisenkonstruktion in den Händen der Brückenbauanstalt der königl. ungar. Staatsmaschinenfabrik zu Budapest liegt.

Das Gewicht des eisernen Überbaus ist zu rund 10990 t berechnet, das ist für 1 lfd. m Stützweite 29,3 t, für 1 qm Fahrbahn 1,63 t.

Die Gesamtkosten des Bauwerks sollen 10000000 Mk. nicht übersteigen; hiervon entfallen 4000000 Mk. auf die Herstellung von Unterbau und Fahrbahn, 6000000 Mk. auf die Eisenkonstruktion. Diese Kosten auf 1 qm Fahrbahn verrechnet, ergeben hierfür 1450 Mk.

Da es nicht uninteressant sein dürfte, diese Angaben, soweit sie sich auf die Gewichte der Eisenkonstruktion beziehen, mit denjenigen des vorgenannten Kübler'schen Entwurfes der Kabelbrücke zu vergleichen, so sind die bezüglichen Werte in der nachfolgenden Tabelle kurz zusammengestellt:

	Ausgeführter Entwurf.	Küblers Entwurf.
Gesamte Stützweite der Eisenkonstruktion	378,6	313
Grösste Stützweite	290	313
Fahrbahnbreite	18,0	16,0
Gewicht des Eisen-Überbaus im Ganzen t	10990	5300
desgl. für 1 lfd. m Stützweite	29,3	17,0
desgl. für 1 qm Fahrbahn	1,63	1,06

Hieraus ergiebt sich, wie ja nicht anders zu erwarten, dass die zur Ausführung gelangende Kettenbrücke ganz erheblich — im Ganzen um 107 %, auf 1 lfd. m Stützlänge. berechnet um 71,5 %, auf 1 qm Fahrbahn ungefähr um 54 % schwerer wird als die Kübler'sche Kabelkonstruktion ist. — Wenn auch die für letzteren Entwurf seiner Zeit angegebenen Kosten um ein weniges die für die geplante Ausführung zur Verfügung gestellte Summe — 10000000 Mk. — übersteigen, so möge doch einerseits darauf hingewiesen werden, dass das Kübler'sche Projekt rund 5000000 M. für die Ausführung der Landwiderlager mit ihrer künstlerischen Ausbildung und einem reichen Figurenschmuck vorsah, der bei der geplanten Ausführung in Wegfall gekommen, und andrerseits möge es stark bezweifelt werden, ob bei der Ausführung die 10990 t wiegende Eisenkonstruktion thatsächlich für 6000000 Mk., das ist die t fertiger Konstruktion für rund 547 Mk. wird geliefert werden können. — Hier dürften im besonderen für die Kette erheblich höhere Preise in Ansatz zu bringen sein. In jedem Falle aber wird dieses Bauwerk als ein weiterer Beweis dafür angeführt werden können, dass allein schon vom ökonomischen Standpunkte aus den Kabelbrücken der Vorzug vor den Kettenbrücken gegeben werden muss. Allerdings hätten in diesem Falle alsdann die Ungarn die Haupt-Konstruktionsteile ihrer Brücke aus Deutschland beziehen müssen und dies veranlasste sie, der Kette den Vorzug zu geben.

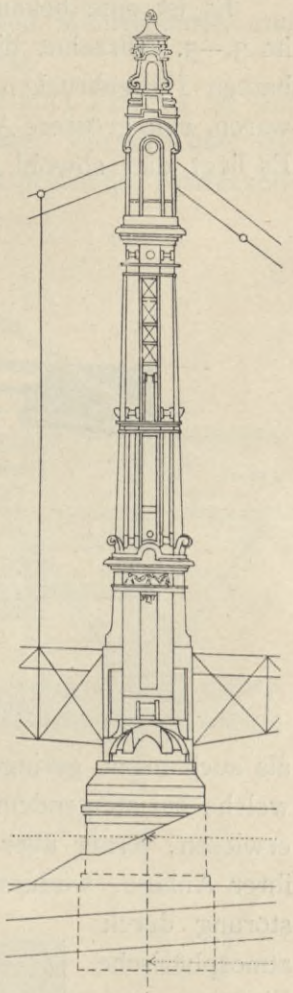


Abb. 152. Die architektonische Ausbildung der Pilonen.

Auch sei darauf hingewiesen, dass die Ausführung in ihrer Formgebung — Abb. 151—153 — bei weitem nicht

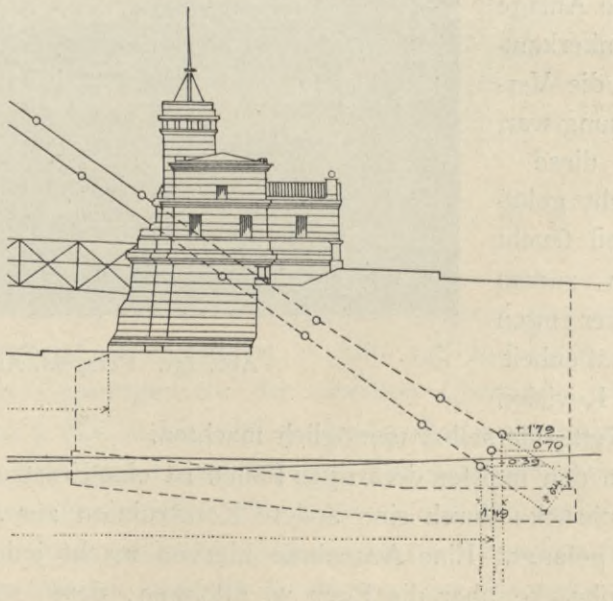


Abb. 153. Die Gestaltung der Thorhäuschen.

an den Kübler'schen Entwurf heranreicht. Im besondern wirken die steil und gradlinig geführten Rückhaltketten unschön, die hohen, gegen ihre Umgebung nicht abgestimmten, im besonderen mit den Uferanschlüssen nicht organisch verbundenen Pilonen schwer und drückend.

c) Die Rekonstruktion der Kettenbrücke zu Ellbogen.

Bei der über das Thal der Eger bei Ellbogen — unweit von Karlsbad — 1833 erbauten Kettenbrücke — Abb. 154 — lagen die Verhältnisse wie im Abschnitt Da. beschrieben. Durch eine zu enge und schlecht gelüftete Anlage der Ankerkammer war hier im besonderen am linken Ufer ein sehr starker Angriff der Kette durch Verrostung eingetreten. Die hierdurch hervorgerufene von oben nach unten zunehmende Querschnittsverringerung war bereits eine so grosse, dass die einzelnen früher 13 mm starken Kettenglieder vielfach kaum noch 5, an einzelnen Stellen sogar nur noch 2 mm Dicke aufwiesen. Da jedoch die Brücke, deren Stützweite beiläufig bemerkt 67,6 m beträgt, bei der 6,6 m breiten Fahrbahn den Ansprüchen des Verkehrs noch vollkommen genügte und zudem in die landschaftlich hervorragende Gegend sehr gut passte, fasste man den Entschluss, die schadhaften Kettenglieder auszuwechseln.

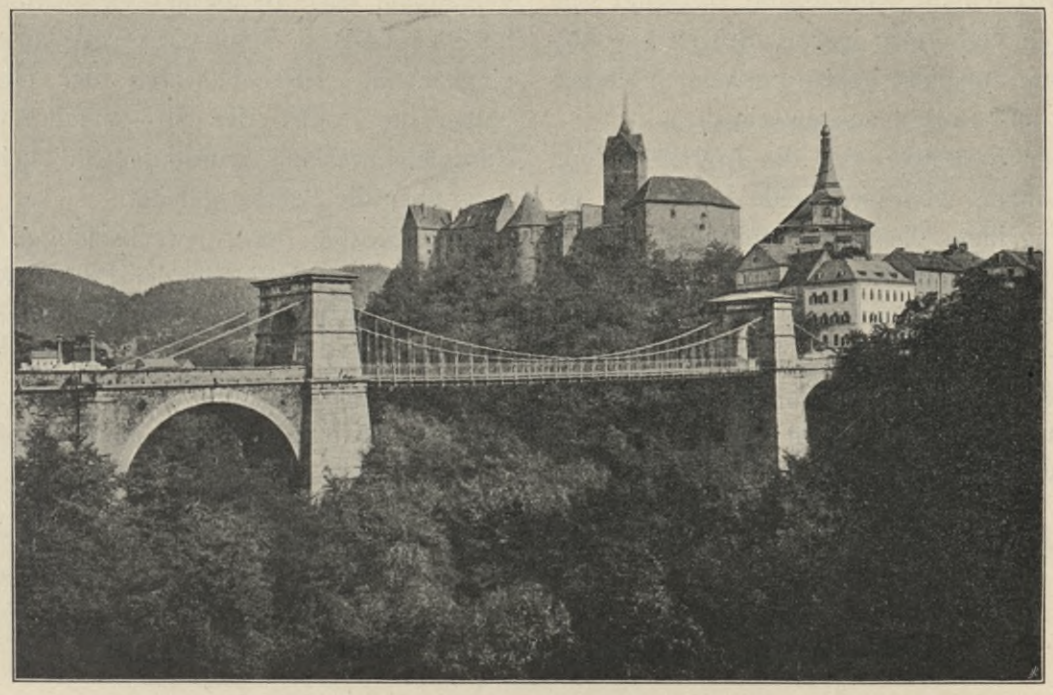


Abb. 154. Die Kettenbrücke zu Ellbogen.

Diese von der Prager Maschinenbau-Aktiengesellschaft ausgeführte, durch die Abb. 155 bis 157 dargestellte Arbeit bestand darin, dass der Druck der zu entlastenden Kette durch eine Querverbindung auf die drei übrigen Ketten übertragen und der Zug des zu lösenden Kettenstranges durch 4 hydraulische Pressen von

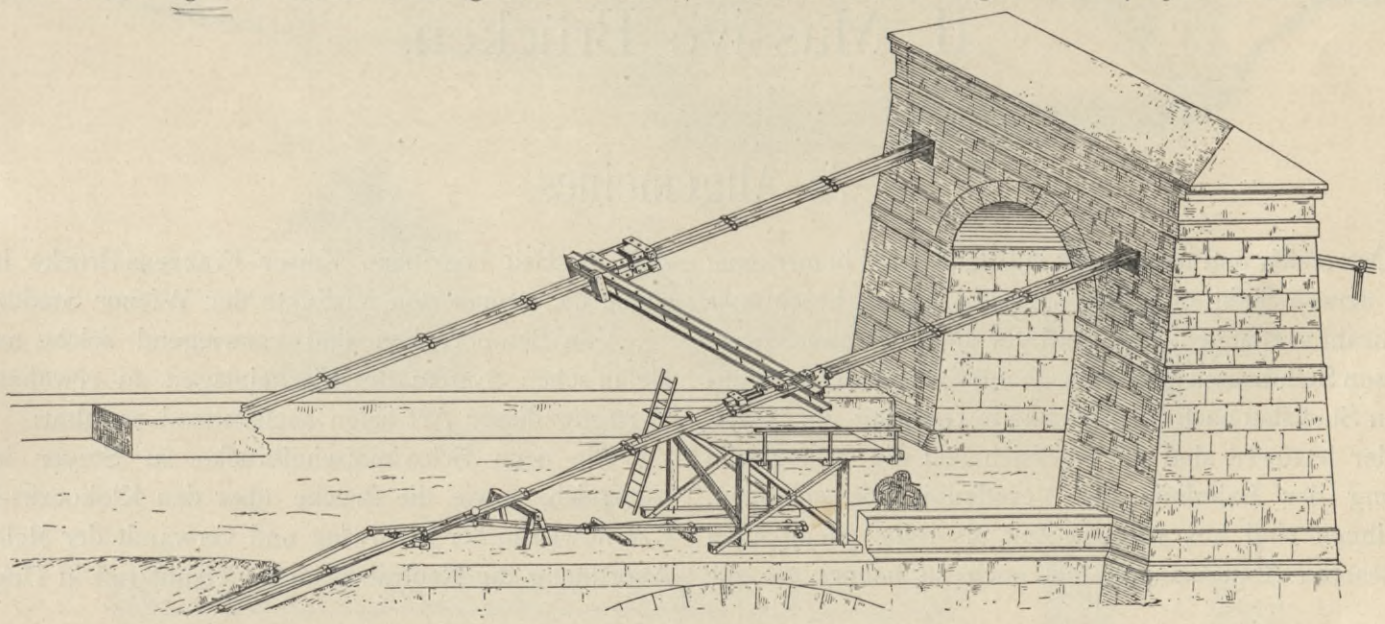


Abb. 155. Perspektivische Ansicht der Auswechselung der Kettenglieder.

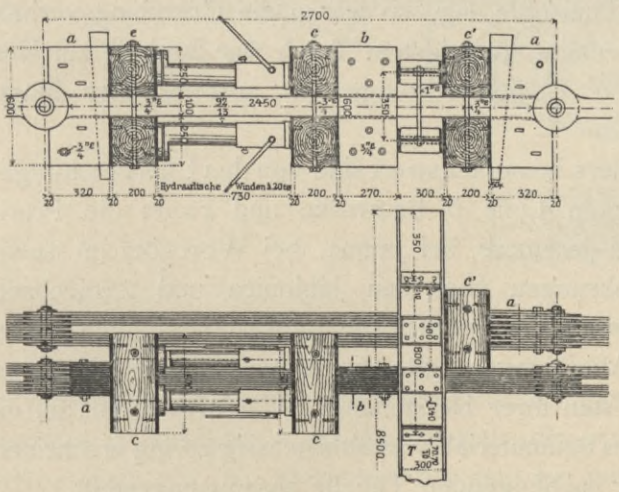


Abb. 156.

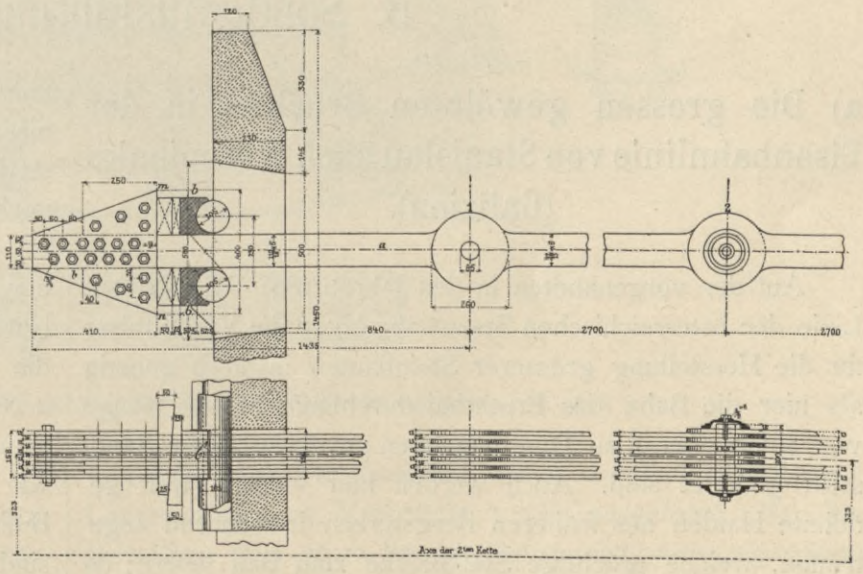


Abb. 157. Die Verankerung. 1 : 25.

je 10 Tonnen Tragkraft aufgenommen wurde. Dieselben wurden — Abb. 156a u. 156b — zwischen miteinander verschraubte Holzklötze eingelegt, welche ihrerseits wiederum eine Stützung durch Packete aus Stahlplatten — a und b — erhielten, welche zwischen die Kettenstäbe eingefügt und mit diesen provisorisch verbunden waren. Soweit wie notwendig wurden in dem auf diese Weise entlasteten Kettenstücke Kettenglieder und Bolzen ausgewechselt.

Etwas schwieriger gestaltete sich die Auswechselung der Verankerung deshalb, weil hier beide Ketten an gemeinsamen Bolzen angriffen, diese also unberührt bleiben mussten. Es wurden deshalb hier die Augen der Verankerungsglieder gelöst, diese herausgezogen und an ihrer Stelle — Abb. 117 — die neuen Glieder zwischen den alten Ankerbolzen hindurchgezogen und in ihrem hinteren Teile durch Einsetzen von Blechen zu einem Packet vereinigt. Der Zug der Kette wurde von diesem aus mit Hülfe der Lagerschalen b.b. auf die Ankerbolzen übertragen. Zur Regelung der Kettenlänge dienten hierbei die Keile m n.

Es verdient hervorgehoben zu werden, dass die ganze Auswechslung der Kettenglieder nur 17 Tage in Anspruch genommen hat. In dieser Zeit wurden 168 Stück Kettenlamellen und 20 Stück Ankerglieder nebst neuen Bolzen eingezogen. Hierbei waren der Gewichtsverminderung halber die Bohlen der Strassenfahrbahn abgehoben; der Fussgängerverkehr wurde jedoch auch während des Umbaus über die Brücke geleitet.

Die Kosten der Auswechselung der Kette haben sich auf rund 21 700 Mk., die der Umänderung der Ankerkammern und Anordnung von Luftschächten auf rund 3800 Mk. belaufen, das ist auf 1 lfd. m Brücke zusammen rund 375 und auf 1 qm Fahrbahn rund 57 Mk. Ein Neubau dürfte hingegen etwa das 10fache an Ausgaben verursacht haben.

II. Massive Brücken.

A. Allgemeines.

In Österreich und noch mehr in Ungarn sind bemerkenswertere neuere Stein- oder Betonbrücken nur in beschränkterer Anzahl vorhanden. Hier sind vor allem erwähnenswert die grossen Steinbauten der Arlbergbahn sowie der Eisenbahnlinie von Stanislau nach Woronienka in Galizien; die Einzelheiten der letzteren sind mit Rücksicht auf die strategische Bedeutung der Bahnlinie der Veröffentlichung entzogen. Neben ihnen sind aus neuerer Zeit als reine Steinbauten mit grösseren Abmessungen nur noch zu nennen die zur Zeit im Bau begriffene Kaiser Franzens-Brücke in Prag, sowie die gemauerten Viadukte der Wiener Stadtbahn.

Von Betonbrücken sind vorwiegend solche nach dem Melan'schen System mit Eiseneinlagen zu erwähnen. Als Vertreter dieser Art seien nachstehend erwähnt:

Die neue Schwimmschulbrücke zu Steyer in Oberösterreich, sowie die Brücke über den Klokuczka-Bach zu Czernowitz in der Bukowina und verwandt der Melan'schen Anordnung die Neutrabrücke bei Neuhäusel in Ungarn.

B. Sonderausführungen in Stein.

a) Die grossen gewölbten Brücken in der Eisenbahnlinie von Stanislau nach Woronienka (Galizien).

Auf der vorgenannten in den Jahren 1891—94 erbauten Linie der österreichischen Staatsbahn lagen die Verhältnisse für die Herstellung grösserer Steinbauten insofern günstig als hier die Bahn das Pruththal durchläuft, dessen Hänge von einem überall zu Tage liegenden unverwüstlichen Sandstein gebildet sind. Auch werden hier vielfach weit gedehnte Halden aus früheren Bergstürzen herrührend angetroffen, welche prächtige Steinblöcke zum Bau liefern; da zudem der feste Felsen überall in unbeträchtlichen Tiefen unter der Thalsohle lag, so waren die Gründungsverhältnisse die denkbar günstigsten. Auch war Bauholz zur Herstellung von Gewölberüstungen in ausreichender Masse vorhanden.

Besonders bemerkenswert sind von den Überbrückungen der genannten Linie 6 Bauwerke und zwar: die Pruthbrücken bei Jaremcze, bei Jamna, bei Worochta (2) sowie die Überführungen über den Jablonica und Zeniecbach, 2 Nebenflüssen des Pruth. Die Hauptabmessungen dieser 6 in den Abbildungen 158—165 dargestellten Brücken, sowie die Kosten ihrer Herstellung, die mit Rücksicht auf die Billigkeit des Baumaterials verhältnismässig gering erscheinen, sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Nr.	Gegenstand	1 Pruthbrücke bei Jaremcze	2 Pruthbrücke bei Jamna	3 I. Pruthbrücke bei Worochta	4 II. Pruthbrücke bei Worochta	5 Jablonica-bach-Brücke	6 Zeniecbach-Brücke
1.	Spannweite der Gewölbe	65,0	48,0	40,0	34,6	25,0	22,0
2.	Gewölbstärke						
	a) im Scheitel	2,1	1,7	1,4	1,3	1,1	0,8
	b) im Kämpfer	3,1	2,6	2,2	2,05	1,6	1,3
3.	Ungünstigste Inanspruchnahme, Druck kg/qcm	27,5	25,1	21,4	17,6	18,0	19,8
4.	Bruchsteinmauerwerk cbm	1850	920	660	1500	500	420
	Kosten Mk.	29800	14700	14450	33150	9480	7970
5.	Gewölbe-Mauerwerk aus Bruchsteinen cbm	140	100	440	80	50	307
	Kosten Mk.	2550	1820	10800	1970	1100	6680
6.	Gewölbe-Mauerwerk aus rohen Schichtsteinen cbm	780	500	450	430	230	140
	Kosten Mk.	17000	11140	14000	13430	5780	3672
7.	Gewölbe-Mauerwerk aus Quadern cbm	1200	650	—	—	—	—
	Kosten Mk.	50500	27370	—	—	—	—

Nr.	Gegenstand.	1 Pruthbrücke bei Jaremcze	2 Pruthbrücke bei Jamna	3 I. Pruthbrücke bei Worochta	4 II. Pruthbrücke bei Worochta	5 Jablonica-bach-Brücke	6 Zeniecbach-Brücke
8.	Quadermauerwerk cbm	60	25	25	20	16	16
	Kosten Mk.	2550	1054	1054	850	680	680
9.	Zuschlag für Ansichts-Flächen qm	1700	1020	1150	1450	350	400
	Kosten Mk.	2890	1734	1955	2485	595	680
10.	Gewölbeabdeckung qm	380	290	200	240	160	150
	Kosten Mk	2800	2100	1500	1790	1190	1090
11.	Rüstung Kosten Mk.	17200	10060	7360	7470	2980	3000
12.	Gesamtkosten (einschliesl. Bahnschotter, Geländer Bauführung etc.) Mk.	144024	79989	62156	69836	25772	30345
13.	Verbaute Fläche in der Bahnachse gemessen	2050	1100	770	900	300	350
14.	Kosten für 1 qm verbaute Fläche Mk.	70,21	72,93	80,75	77,52	85,51	86,70

Anmerkung: (1 österr. Gulden = 1,70 Mk. gerechnet.)

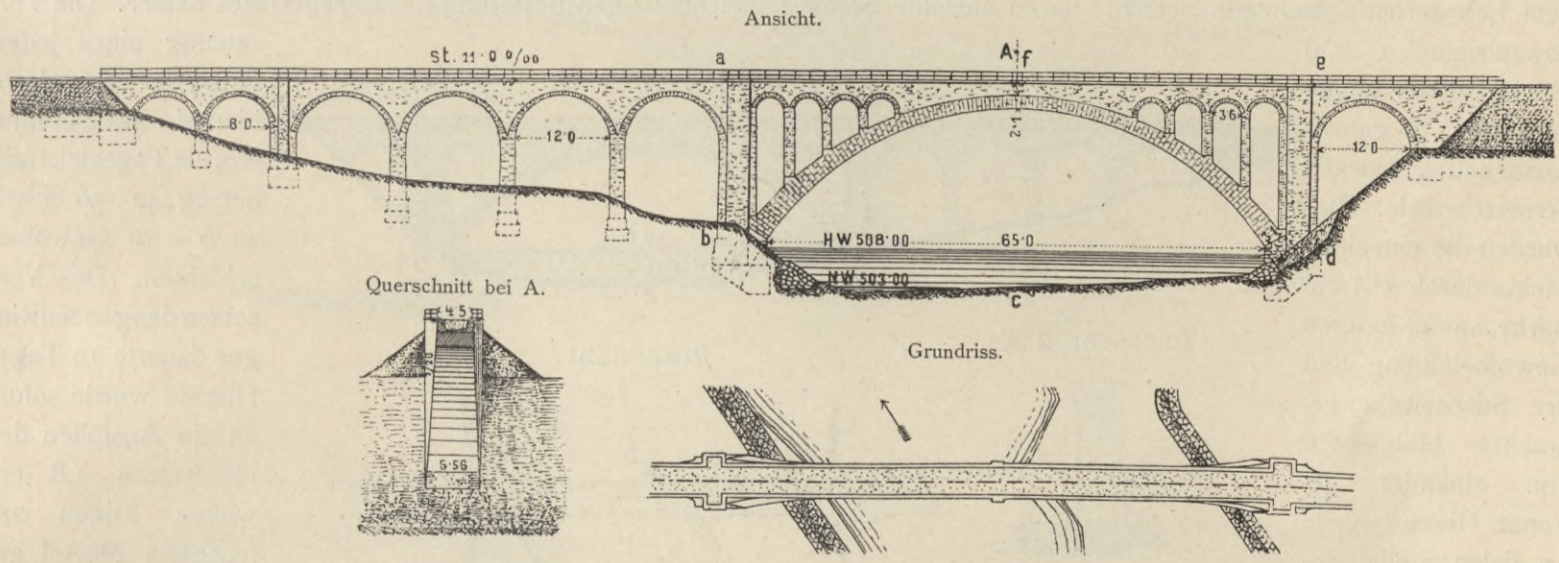


Abb. 158. Pruthbrücke bei Jaremcze. 1 : 1000.

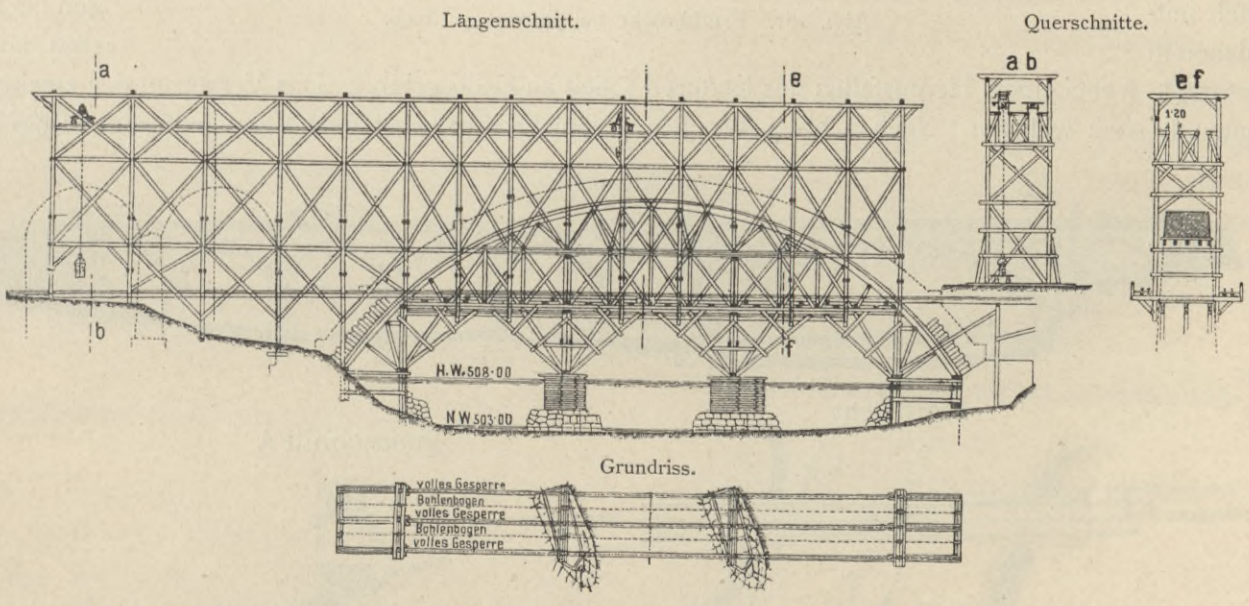


Abb. 159. Gerüste, behufs Gewölbequader-Versetzung für die Pruthbrücke bei Jaremcze. 1 : 1000.

Hierzu sei bemerkt, dass die Druckfestigkeit des zur Verfügung stehenden Gewölbematerials 480—1180 kg/qcm betrug, dass also die Sicherheit bei dem am meisten beanspruchten Gewölbe der Jaremcze-Brücke zum mindesten eine 17,5 fache ist. Die Gewölbe selbst wurden in Portland-Cementmörtel im Verhältnis 1 : 3½ ausgeführt. Bei den Gewölben über 40 m Spannweite kamen rauh zugespitzte Quadersteine, von 15—40 m Spannweite rauh bearbeitetes

Schichtenmauerwerk zur Anwendung. Die kleinen Entlastungsbögen wurden in Bruchstein — auch hier unter Verwendung plattenförmiger Steine — ausgeführt.

Die Fundierung erfolgte überall direkt auf Felsen. Hierbei findet das sichtbare Quadermauerwerk des Gewölbes durch ein Gewölbe aus rauhen Schichtensteinen, das sichtbare Schichtmauerwerk des Gewölbes durch Bruchsteinmauerwerk seine Fortsetzung.

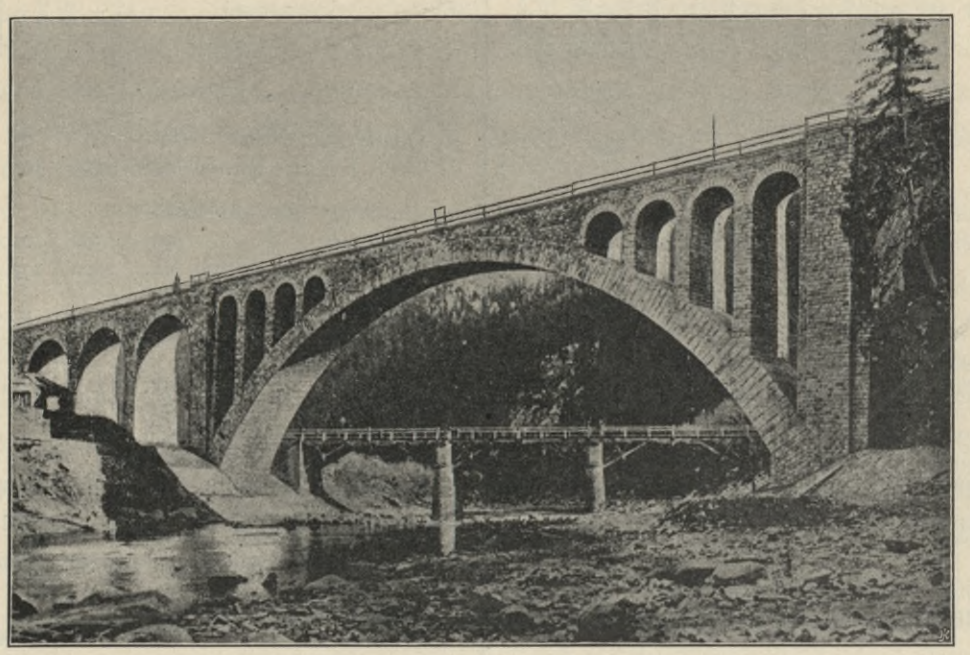


Abb. 160. Gesamt-Ansicht der Jaremcze-Brücke.

Die Herstellung der beiden grossen Gewölbe ist nach französischem Vorgange in der Art erfolgt, dass die untere, auf dem Lehrgerüst aufruhende Schicht, deren einzelne Steine abwechselnd 1 und $1^1/_4$ m radiale Länge aufweisen, in ganzer Ausdehnung trocken versetzt wurde. Hier wurden die einzelnen Steine durch $1^1/_4$ cm starke, an der inneren Gewölbeleibung und der Stirnseite angebrachte Holzleisten von einander getrennt. Hierauf wurde an vielen Stellen zugleich beginnend feuchter Mörtel mittelst Flachschienen in die Fugen gestampft, wobei einem Herausfallen des letzteren die vorgenannten Leisten wehrten. Nach 2 bis 3 Wochen wurde dann in gewöhnlicher Weise und zu mindestens in 4 Teilen gleichmässig über das Gewölbe verteilt, der zweite Ring aufgemauert und an wenigstens 3 Punkten zu gleicher Zeit sein Schluss vollzogen. — Auf letztere Weise wurden auch die kleinen Gewölbe hergestellt.

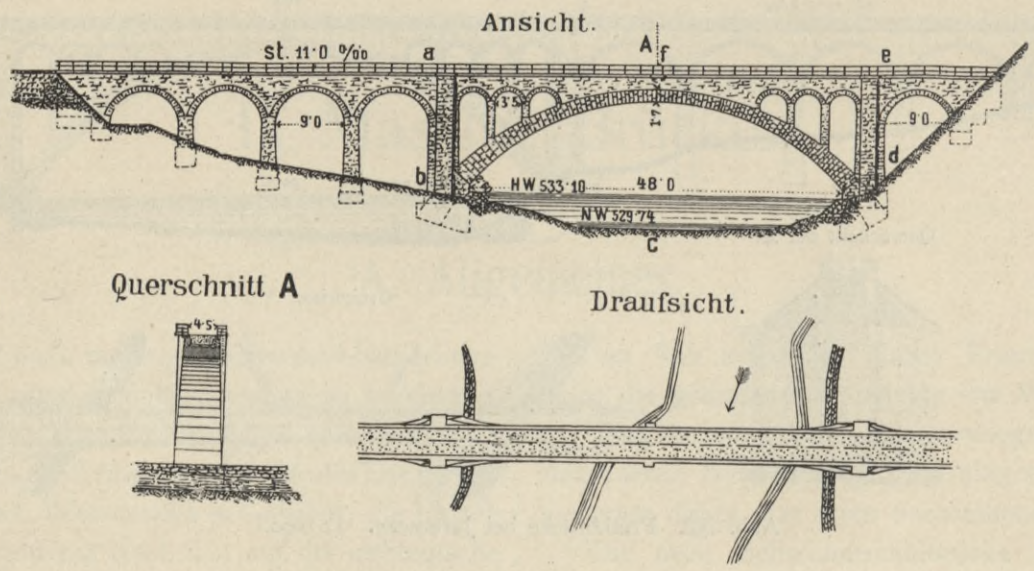


Abb. 161. Pruthbrücke bei Jamna. 1 : 1000.

Bezüglich der Bauausführung der Jaremczebrücke sei im besonderen noch hervorgehoben, dass das Lehrgerüst im Spätherbst in dem Jahre 1893 hergestellt, sowie die Aufmauerung der Widerlager bis zur Kämpferlinie und die Versetzung der Kämpferschichten bis Ende Dezember 1893 bewirkt wurde. Im März 1894 wurde mit der Trockenversetzung der unteren Gewölbeschicht, zunächst von 6 später von 8 Stellen aus begonnen und zwar der möglichst gleichmässigen Belastung des Lehrgerüstes halber. Die Versetzung eines jeden Quaders erforderte hierbei etwa 45 Minuten, die Tagesleistung betrug 42—56 Stück = 6 — 10 Gewölbeschichten. Das Versetzen des ganzen Ringes dauerte 12 Tage. Hierauf wurde sofort an ein Ausfüllen der mindestens 1,8 cm weiten Fugen mit feuchtem Mörtel gegangen und in $5^1/_2$ Tagen bis zum 14. April 1894 auch diese Arbeit zu Ende geführt. Das Versetzen der zweiten und dritten Schicht war nebst dem Verstampfen der Fugen am 10. Mai beendet. Die eingetretene vollkommen gleichmässige Senkung des Lehrgerüstes betrug im Einklang mit der von vornherein gewählten Überhöhung des Gerüstes von 12 cm,

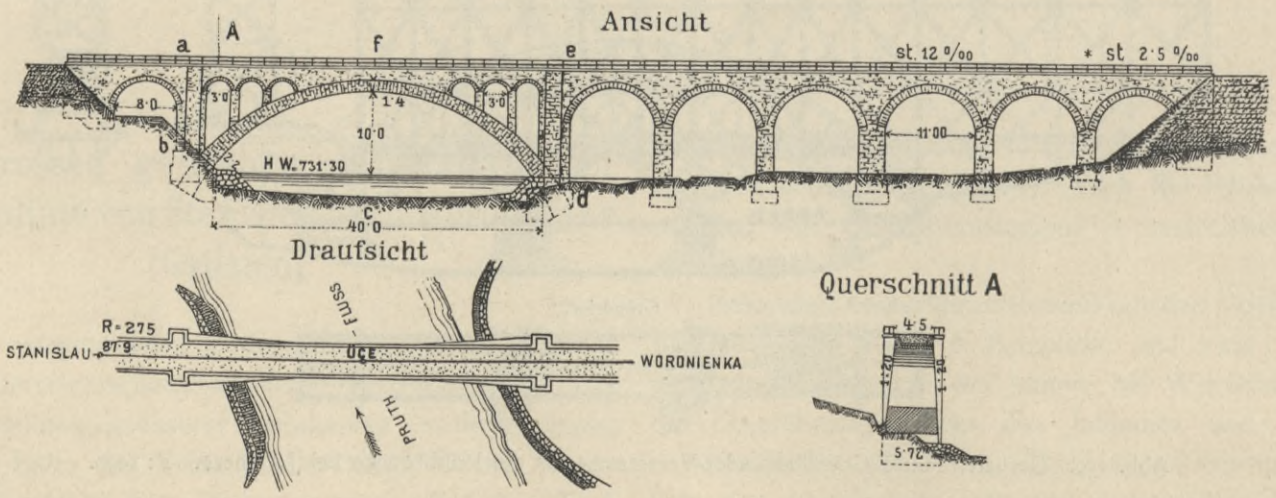


Abb. 162. Erste Pruthbrücke bei Worochta.

auf der einen Gewölbeseite 11,6 cm, auf der anderen 9,8 cm.

Die Aufmauerung der Sparbögen über dem grossen Bogen beanspruchte die Zeit bis Ende Juli. Hierauf erfolgte in der zweiten Hälfte des August die Ausrüstung der Brücke und an diese anschliessend die Abdeckung des Bauwerks. Diese bestand in einer 5—9 cm starken auf die Decken der Gewölbe aufgebrachten Betonschicht und einem Überzug dieser durch Naturasphalt in heissem Zustande und von 2 cm Dicke. Zum Schutze dieser Abdeckung wurde später nach Erhärtung des Asphaltes noch eine Schicht von grobem Kies aufgebracht. Die Kosten dieser Abdeckung stellen sich auf 11,70 Mk. für 1 qm.

Am 11. Oktober fand eine Belastungsprobe mit 3 Lokomotiven statt. Es trat hierbei keinerlei Formänderung des Gewölbes ein. — Am 20. November erfolgte die Übergabe der gesamten Bahnlinie an den öffentlichen Verkehr.

Tirol und Vorarlberg vielfach zu finden waren. Das Mauerwerk ist demgemäss fast ausschliesslich aus unbearbeiteten mehr oder weniger lagerhaften Bruchsteinen zur Ausführung gekommen. Bis zu den Gewölben von 20 m Spannweite sind in der Regel schon an den Bruchstellen in plattenförmiger Gestalt gewonnene Steine zur Verwendung gelangt, bei den weiter gespannten Gewölben hingegen grössere nach dem Fugenschnitt rauh bearbeitete Steine bevorzugt. Das Bruchstein-Mauerwerk ist aussen und innen vollkommen gleich behandelt; nur an den Stirnflächen sind senkrechte Lagerfugen angeordnet und Zwickelsteine vermieden. Die Ansichtsfläche dieses Mauerwerks ist jedoch unbearbeitet geblieben und zeigt nicht selten Vorsprünge von 30—40 cm Ausladung.

Die grösste Beanspruchung des Mauerwerks beträgt bei untergeordneten Bauwerken an der Basis höchstens 7 kg/qcm, im Gewölbe bei Spannweiten bis zu 12 m nicht

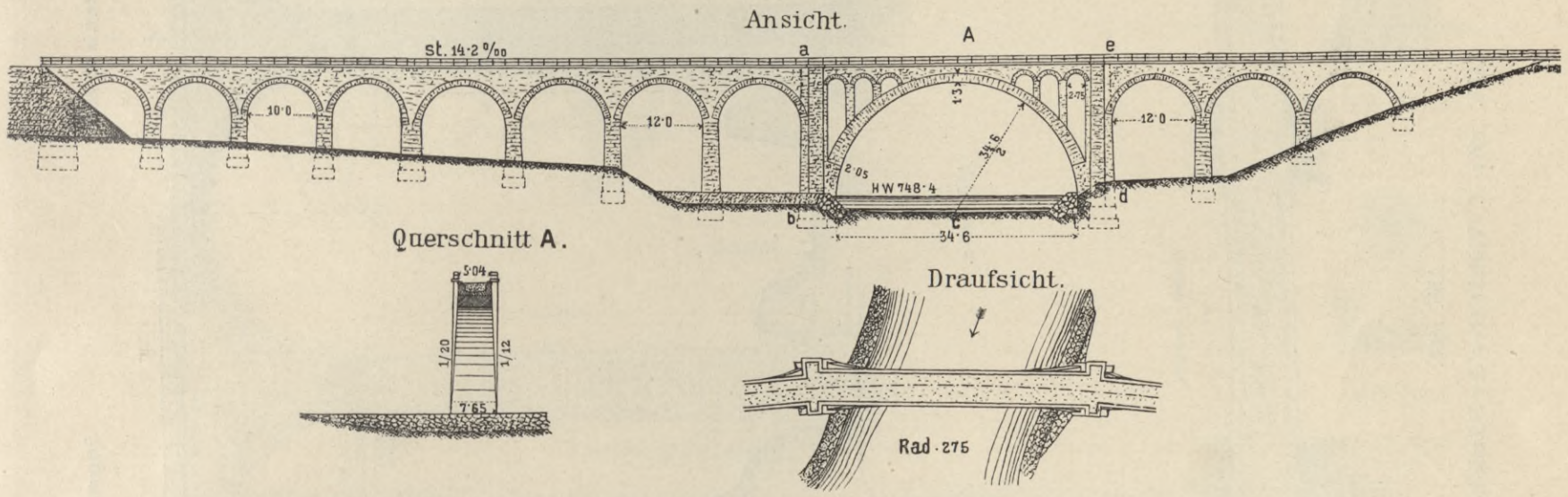


Abb. 163. Zweite Pruthbrücke bei Worochta.

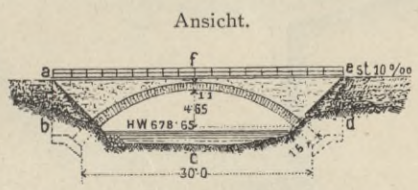


Abb. 164. Jablonicabach-Brücke.

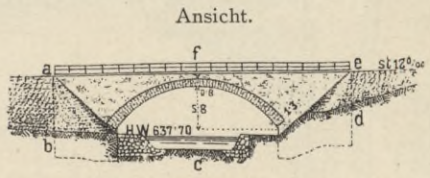


Abb. 165. Zeniecbach-Brücke.

Es sei noch hervorgehoben, dass die Pruthbrücke bei Jaremcze bei ihrer 65 m betragenden Stützweite die weitest gespannte dem Eisenbahn-Verkehr dienende Steinbrücke der Welt ist und dass sie zur Zeit nur von dem Gewölbe des Cabin John Aquädukts bei Washington — dem „Bogen der Union" um 2,1 m an Weite übertroffen wird.

b) Die gemauerten Brücken der Arlbergbahn.

Soweit auf der Arlbergbahn die Ausführung von Eisenkonstruktionen nicht eine beträchtliche Ersparnis an Baukosten darstellte, sind massive Brücken zur Anwendung gekommen. Abgesehen von der längeren Lebensdauer dieser Bauten war hierfür vor allem der Umstand massgebend, dass ein ausgezeichnetes Baumaterial — vorwiegend Kalkstein, Gneis und Glimmerschiefer — überall in grösster Nähe zur Verwendung stand, sowie auch gute zur Herstellung hydraulischen Mörtels geeignete Bindemittel in mehr als 7—8 kg/qcm. Bei den grösseren Kunstbauten sind diese Beanspruchungen bis zu 14 kg/qcm gesteigert, bewegen sich also auch hier in verhältnismässig niedrigen Grenzen. Die Abdeckung der Gewölbeaufmauerung ist bei allen Bauten durch eine Schicht von Cementmörtel erfolgt.

Als die beiden bedeutendsten massiven Brücken der Arlbergbahn seien erwähnt:

α) Der Schmiedtobelviadukt bei Klm. $123\frac{001}{125}$ zwischen Innsbruck und Bludenz, sowie

β) Der Wäldlitobelviadukt auf derselben Strecke bei Klm. 113, 370.

α) Der Schmiedtobel-Viadukt.

Diese in der Abb. 166a—f dargestellte, 1883—1884 erbaute Überbrückung übersetzt die 114 m weite und 56 m tiefe Felsschlucht des Schmiedtobels mit 3 Halbkreis-Gewölben von je 22 m Spannweite und 2 an jedem Ende

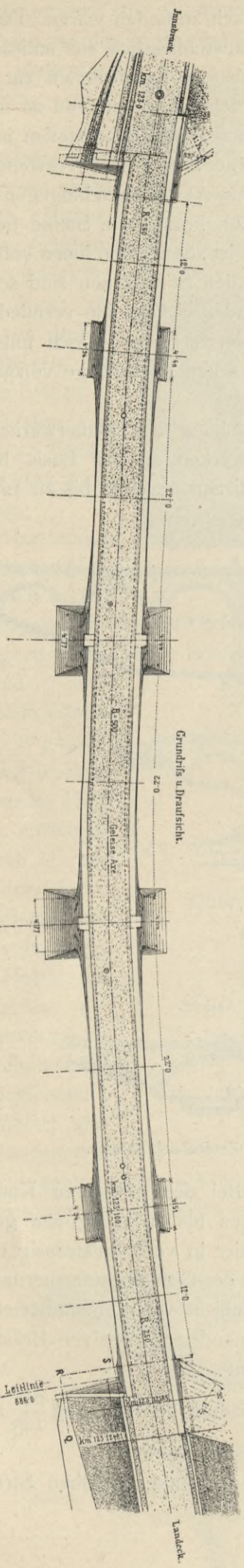


Abb. 166 a—f. Viadukt über den Schmiedtobel bei Klm. $123\frac{000}{1128}$. 1 : 550.

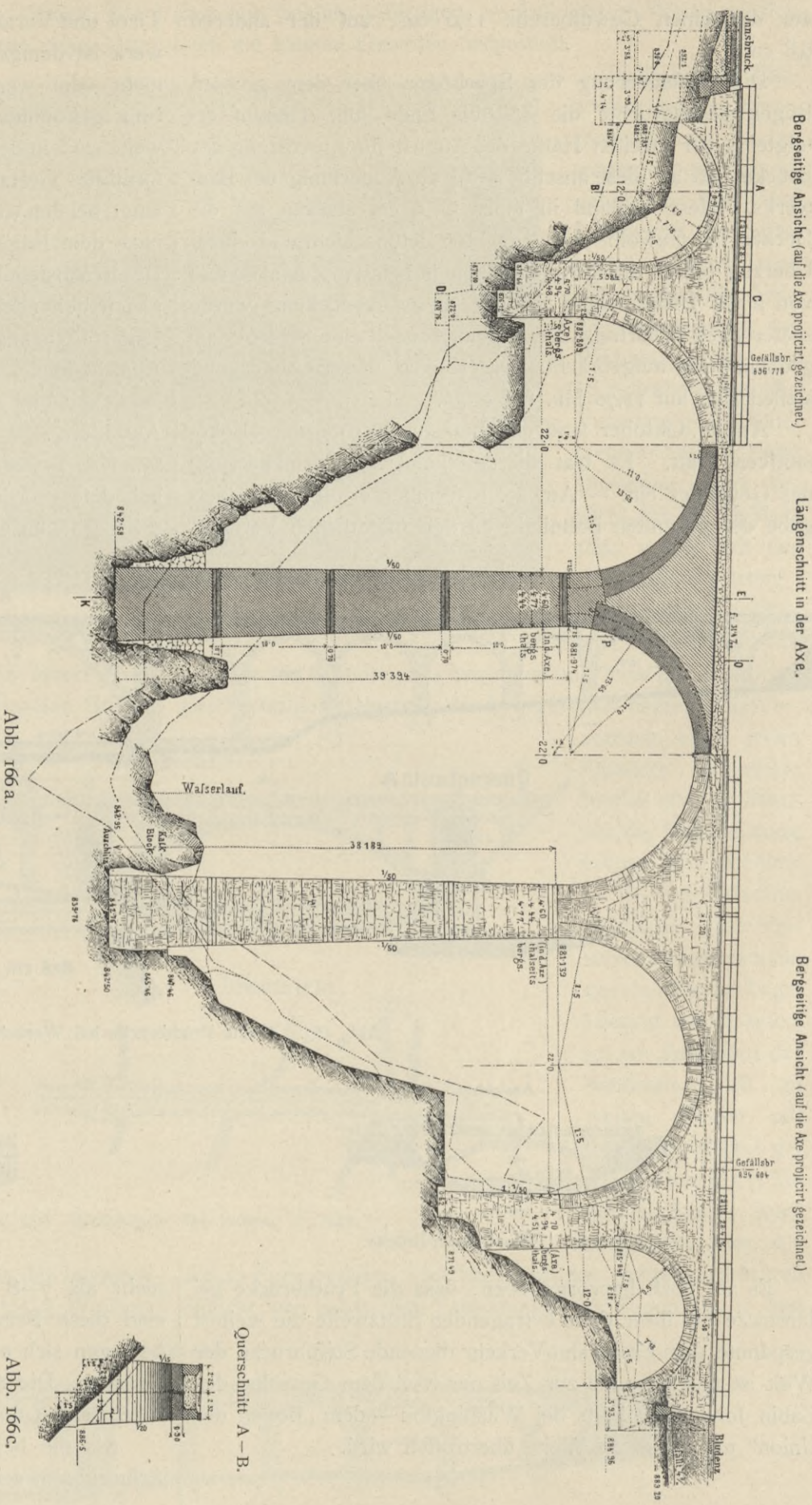


Abb. 166a. Abb. 166b. Abb. 166c. Abb. 166d. Abb. 166e. Abb. 166f.

gelegenen ebensolchen Gewölben von 12,0 m L. W. Die grossen Öffnungen werden durch 2 mittlere Pfeiler von 38,2 bzw. 39,4 m Höhe, — vom Fundament bis zum Bogenanfang gemessen — gestützt. Die Stärke dieser beträgt am Kämpfer 4,60 m, die Aussenflächen sind — Abb. 166 d—e — 1:50 bzw. 1:20 und 1:15 geneigt, die Dimensionen der Bruchsteinfundamente zu 6,50 × 11,70 m bemessen. In je 10 m senkrechter Entfernung sind an Stelle der rauh bearbeiteten Bruchsteine durchbindende 0,70 m hohe Lagen von Schichtenmauerwerk angeordnet.

Die 22 m weit gespannten Gewölbe haben 1,25 m Stärke im Scheitel und 2,30 m Stärke am Kämpfer. Die grössten auftretenden Pressungen betragen hierselbst 10 kg/qcm, in den Pfeilern 11 kg/qcm.

Die Gesamtkosten des in einer Kurve von 250 bzw. 500 m Halbmesser gelegenen in S. O. 4,50 m breiten Viaduktes betragen rund 182,150 M. d. i. für 1 qm der überbrückten mittleren Thalprofilfläche rund 56,5 M., (während sich für eine eiserne Balkenbrücke die Kosten geringer und zwar zu 48 M. gestellt haben würden). Für ein cbm Mauerwerk (Summa rund 8660 cbm) umgerechnet betragen die Kosten rund 21 M., für 1 lfd. m Bauwerk rund 1480 M. — Wegen der Einzelheiten des Bauwerkes sei auf die vorgenannten Abbildungen verwiesen.

β) Der Wäldlitobel-Viadukt.

Der Wäldlitobel-Viadukt bei Klösterle — Abb. 167 a—k — ist bei 41 m L. W. das grösste Steinbauwerk der Arlbergbahn. Verbunden mit einer 8,0 m weiten Nebenöffnung übersetzt der nicht ganz halbkreisförmige Hauptbogen die 50 m tiefe Felsschlucht. Es gehört mithin diese Steinbrücke zu den grössten derartigen Ausführungen der österreichisch-ungarischen Monarchie. Nur die vorbeschriebenen Pruthbrücken bei Jaremcze und Jamna, sowie die in den Jahren 1842—46 erbaute Stefansbrücke in der Brenner-Strasse zwischen Innsbruck und Matrei mit 43,62 m L. W. sind ihr überlegen.

Das nach einem Kreisbogen mit dem Halbmesser von 22,5 m gekrümmte Gewölbe der Hauptöffnung zeigt im Scheitel 1,70, am Kämpfer 3,10 m Stärke, sowie an ersterer Stelle 4,50 m, an letzterer 6,00 m Breite. Die Stirnmauern stehen also geneigt und zwar im Verhältnis von 1 : 20.

Bergseitige Ansicht. Längsschnitt in der Bahnachse.

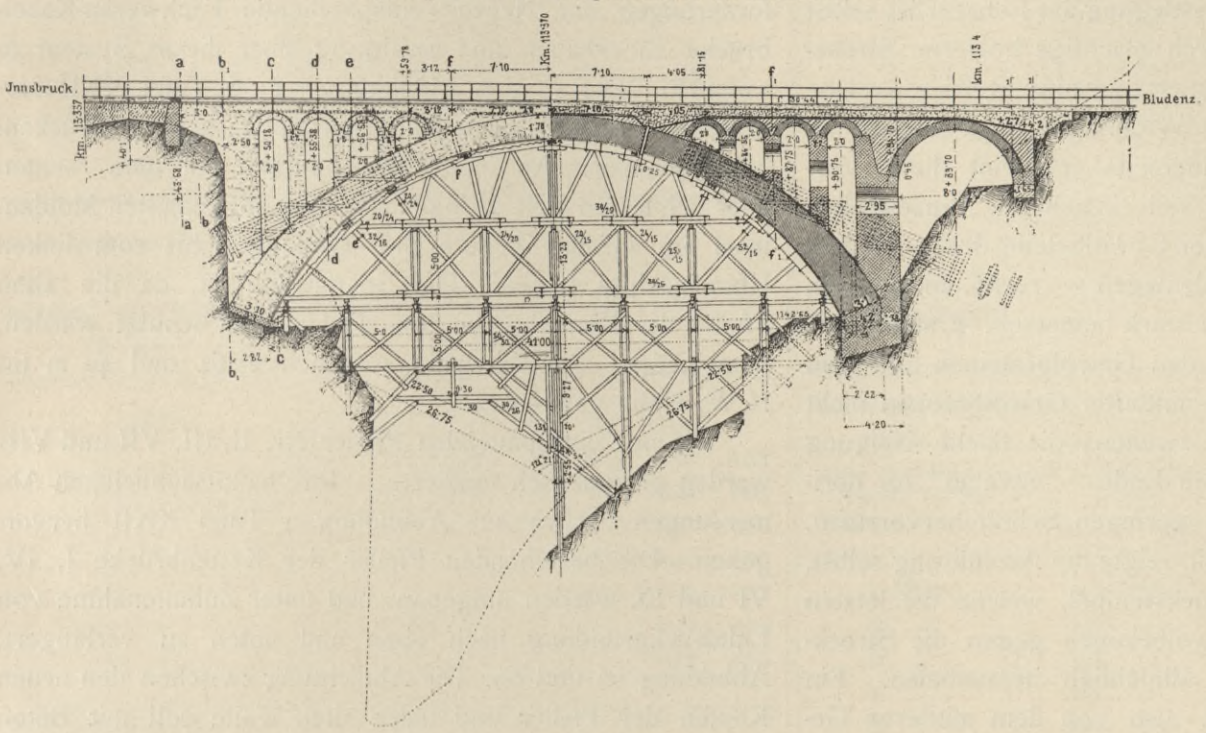


Abb. 167 a.

a—a

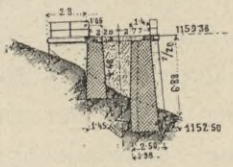


Abb. 167 c.

$b_1 - b_1$

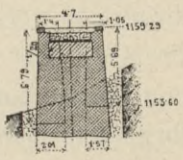


Abb. 167 d.

c—c

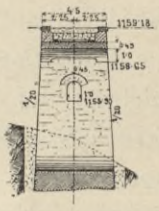


Abb. 167 e.

Grundriss und Draufsicht.

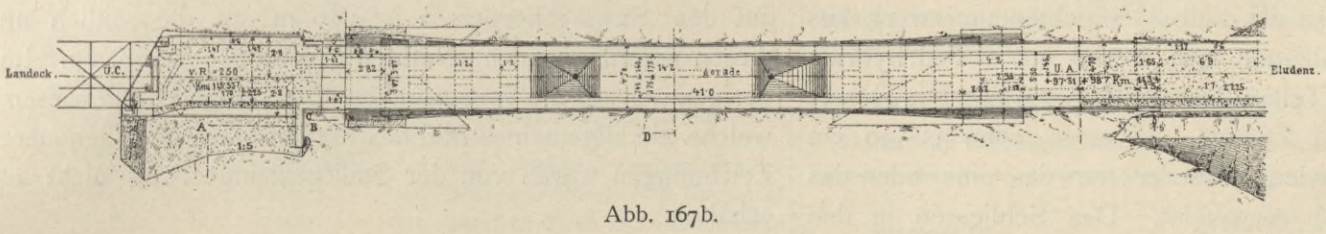


Abb. 167 b.

Querschnitt durch das Gerüst.

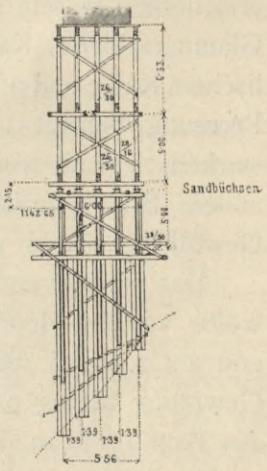


Abb. 167 k.

d—d

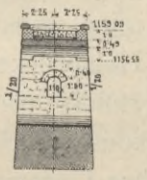


Abb. 167 f.

e—e

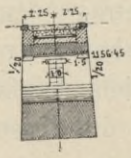


Abb. 167 g.

f—f

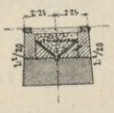


Abb. 167 h.

$f_1 - f_1$

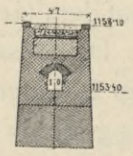


Abb. 167 i.

Abb. 167 a—k. Viadukt über den Wäldlitobel bei Km. 113,370. 1 : 550.

Die Herstellung der Brücke erfolgte in den Jahren 1883—84 und zwar nach der zum ersten Male im Jahre 1874 beim Bau der 52 m weiten Claixbrücke über den Dracfluss zu Grenoble bewährten französischen Ausführungsart, welche vorwiegend in dem Schlusse des Gewölbes an 3 Stellen gleichzeitig besteht. — Die hier gewählte Ausführungsart weicht jedoch von der in Frankreich üblichen dadurch ab, dass die Punkte, an welchen die mittleren am Scheitel anliegenden Gewölbezonen während des Baus provisorisch zu stützen sind, hier keine Festlegung am Lehrgerüst selbst erfahren haben, sondern durch mächtige hölzerne Strebebalken (in Abb. 167a einpunktiert) gestützt werden, welche den Schub der einstweiligen Widerlager nach Aussen an die Felswände abgeben. Einerseits erscheint diese Vorrichtung in Hinsicht auf die viel einfacheren französischen Ausführungen — Stützung der Gewölbeteile durch mit dem Lehrgerüste verbundene Bohlenlagen — recht umständlich, andrerseits aber auch viel zu stark bemessen. Erstens wird schon die Reibung zwischen den Gewölbesteinen und dem Lehrgerüste den Schub der mittleren Gewölbezonen nicht unerheblich verringern und zweitens die flache Neigung der letzteren an ihrem unteren Ende — etwa 30° zur horizontalen — überhaupt einen geringen Schub hervorrufen. Dass dies thatsächlich der Fall, zeigte die Ausführung selbst, da während letzterer die Druckstempel, welche die letzten Schichten der mittleren Gewölbezonen gegen die Streckbalken abzusteifen hatten, allmählich herausfielen. Ein nennenswerter Schub dürfte also von dem mittleren Gewölbeteil während der Ausführung auf seine provisorische Stützung nicht ausgeübt worden sein.

Das Gewölbe, zu dessen Herstellung 80 Tage im ganzen erforderlich waren, ist als rauhes Schichtenmauerwerk aus Glimmerschiefer, Kalkstein und Mörtel aus 1 Teil hydraulischem Kalke und 2 Teilen Quarzsand hergestellt. Die grösste Pressung beträgt 14 kg/qcm. In einer jeden 35—40 cm starken Schicht wurden entweder nur das eine oder das andere Steinmaterial verwendet. Das Schliessen in den Gewölbeschenkeln wurde durch 4 Steinschichten bewirkt.

Das im November des Jahres 1883 geschlossene Gewölbe verblieb den Winter über auf dem Gerüst und wurde erst am 1. April 1884 ausgerüstet. Die Gesamtsenkung des Gewölbes betrug 0,048 m, die des Lehrgerüstes während des Baus 0,178 m, die totale Senkung mithin 0,226 m. Diese im Vergleich mit ähnlichen Ausführungen verhältnismässig grosse Zahl dürfte sich auf die Nichtbelastung des Gerüstes vor Ausführung des Gewölbes zurückführen lassen.

Die Gesamtkosten des Bauwerks betrugen, einschliesslich des Gleisschotters und des Geländers 64800 M. d. i. für 1 qm der Thalprofilfläche rund 55 M., für 1 cbm des Mauerwerks (im ganzen 1650 cbm) rund 40 M. und für ein lfd. m des Bauwerks rund 1070 M.

Im übrigen sei auf die Abb. 167a—k verwiesen.

c) Die Kaiser Franzens Brücke zu Prag.

Tafel XXII.

Diese, zur Zeit im Bau begriffen, soll an Stelle der Kaiser Franz Kettenbrücke über die Moldau zu Prag treten, da letzteres Bauwerk infolge der unzweckmässigen Anlage der Ankerkammern zu starken Bedenken bezüglich seiner Sicherheit Veranlassung gegeben und zudem auch den wachsenden Verkehrsbedürfnissen nicht mehr genügte. Vom Standpunkte des Ingenieurs aus muss es — abgesehen von der recht beträchtlichen Verengung des Flussbettes durch den Einbau von 4 neuen Pfeilern — beklagt werden, dass hier ein Massivbau zur Ausführung gelangt, wo doch eine hervorragend gute Gelegenheit gegeben war, eine den Anforderungen der Neuzeit entsprechende Fachwerks-Kabelbrücke zu erbauen und Erfahrung über dieses System zu sammeln. Der in den Abbildungen 1—6 Tafel XXII dargestellte Entwurf sieht die Anordnung von 9 Brückenöffnungen vor. An die ersten 4 Bögen auf dem rechten Ufer schliessen sich 2 Bögen über der sogenannten Moldauinsel an, auf die weitere drei Öffnungen bis zum linken Uferabschluss folgen. Die Spannweite ist, da die alten Pfeiler der Kettenbrücke zum Teil wieder benutzt werden, verschieden. Sie schwankt zwischen 25,64 und 42 m (in N. W. Höhe gemessen).

Die neu einzubauenden Pfeiler Nr. II, III, VII und VIII werden pneumatisch fundiert. — Ihre hauptsächlichsten Abmessungen dürften aus Abbildung 4 Tafel XXII hervorgehen. Die bestehenden Pfeiler der Kettenbrücke I, IV, VI und IX werden umgebaut und unter Zuhülfenahme von Luftdruckgründung nach oben und unten zu verlängert, Abbildung 6a und 6b. Die Abdichtung zwischen den neuen Köpfen der Pfeiler und ihrer alten Teile soll mit Beton erfolgen.

Die Fahrbahn der Brücke erhält zwischen den Geländern eine Breite von 16,0 m. Hiervon entfallen 10 m auf den Strassenkörper, 2 × 3,00 m auf die seitlich an diesen anschliessenden erhöhten Fussstege — Abb. 6a. Im übrigen sei auf die vorgenannten Abbildungen hingewiesen, welche ein allgemeines Bild des Entwurfes geben. Genauere Zeichnungen waren von der Stadtgemeinde Prag nicht zu erhalten.

Die Gesamtkosten des rund 342 m langen Baus sind auf etwa 2600000 M. veranschlagt. Hierzu treten noch die etwa 211000 M. (!) betragenden Ausgaben für eine unterhalb der Baustelle erbaute provisorische Holzbrücke, deren Zeichnungen dem Verfasser jedoch ebenfalls versagt blieben. Schon die Kosten dieser Holzkonstruktion dürften aber zeigen, wie wenig zweckmässig ihre Gesamtanlage ist.

d) Der gemauerte Viadukt der Wiener Stadtbahn.

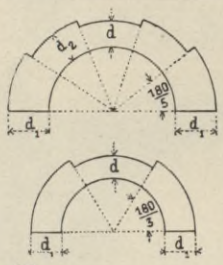
Tafel XXII.

Derselbe bildet in seinem in den Abbildungen 7—9 auf Tafel XXII sowie Abb. 168 dargestellten Aufbau weniger Bemerkenswertes. Die in Ziegeln hergestellten Gewölbe sind z. T. Halbkreise — Abb. 168 — z. T. vergl. Tafel XXII Segmentbögen mit 1/4 Pfeilverhältnis. Über ihre normalen Abmessungen sowie die der Pfeiler geben die nachstehenden Tabellen Auskunft.

A. Tabellen für den Viadukt mit Halbkreisbögen.

Gewölbemasse (Abb. 168).

Spannweite L in m	Gewölbsstärke in m			Anmerkung
	d	d_2	d_1	
1 bis incl. 3	0,45	—	0,60	
4 „ „ 6	0,60	—	0,75	
7 „ „ 8	0,75	—	0,90	
9 „ „ 10	0,75	0,90	1,05	
11	0,90	—	1,05	
12	0,90	1,05	1,20	



Stärke P der Viaduktpfeiler

beiderseits Öffnungen von gleicher Spannweite.

Spannweiten der beiderseits anschliessenden Öffnungen.	H (vgl. Abb. 168)						
	6	7	8	9	10	11	12
	Meter						
5 Meter	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	—
6 „	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	2,55
7 „	—	1,80	1,95	2,10	2,25	2,40	2,55
8 „	—	—	—	2,10	2,25	2,40	2,55
9 „	—	—	—	—	2,25	2,40	2,55
10 „	—	—	—	—	2,25	2,40	2,55
11 „	—	—	—	—	—	2,40	2,55
12 „	—	—	—	—	—	2,40	2,55

Bei in Bögen liegenden Viadukten gelten die Masse für P in der Viaduktsachse.

Stärke (P+p) der Fundamente (Abb. 168).

Tiefe T vom Fundament-Absatz bis zur Fundamentsohle	Zuschlag p zur Pfeilerstärke an der Fundamentsohle	Anmerkung
1 Meter	1,00 Meter	Hierbei ist angenommen, dass der Maximal-Druck (mit Rücksicht auf den durch die anschliessenden Gewölbe erzeugten Schub) auf den Baugrund nicht mehr als 4,5 kg/qcm beträgt.
2 „	1,50 „	
3 „	1,90 „	
4 „	2,20 „	
5 „	2,40 „	
Für T > 5,0 m ist für jedes weitere Meter zu 2,4 m je 0,20 m zuzuschlagen.		

Kann aber der Untergrund beispielsweise nur mit 2,5 kg/qcm belastet werden, so ist die Pfeilerbasisfläche im Verhältnisse 4,5 : 2,5 grösser anzulegen.

Stärke P der Gruppenpfeiler

beiderseits Öffnungen von gleicher oder verschiedener Spannweite.

Spannweite der grösseren Öffnung	H (Abb. 168)						
	6	7	8	9	10	11	12
	Meter						
5 Meter	2,10	2,25	2,40	2,55	2,70	2,85	—
6 „	2,10	2,25	2,40	2,55	2,70	3,00	3,15
7 „	—	2,25	2,40	2,55	2,70	3,00	3,15
8 „	—	—	—	2,55	2,85	3,00	3,15
9 „	—	—	—	—	2,85	3,00	3,15
10 „	—	—	—	—	2,85	3,00	3,30
11 „	—	—	—	—	—	3,00	3,30
12 „	—	—	—	—	—	3,00	3,30

Bei Viadukten mit Öffnungen gleicher Spannweite sind Gruppenpfeiler in Entfernungen von höchstens 50 m anzuordnen.

B. Tabellen für den Viadukt mit Segmentbögen.

Stärke P der Viaduktpfeiler

beiderseits Öffnungen von gleicher Spannweite.

Spannweiten der beiderseits anschliessenden Öffnungen	H (Abb. 7a auf Tafel XXII)								
	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Meter								
5 Meter	1,35	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
6 „	1,35	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
7 „	—	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	2,85	3,00
8 „	—	1,50	1,65	1,80	2,10	2,40	2,70	3,00	3,15
9 „	—	1,50	1,80	1,95	2,10	2,40	2,70	3,00	3,15
10 „	—	—	1,80	1,95	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15
11 „	—	—	1,80	2,10	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15
12 „	—	—	1,80	2,10	2,25	2,55	2,85	3,00	3,15

Bei in Bögen liegenden Viadukten gelten die Masse für P in der Viaduktsachse.

Stärke (P+p) der Fundamente (Abb. 7a, Tafel XXII).

Tiefe T vom Fundament-Absatz bis zur Fundamentsohle.	Zuschlag p zur Pfeilerstärke an der Fundamentsohle	Anmerkung
1 Meter	1,00 Meter	Hierbei ist angenommen, dass der Maximal-Druck (mit Rücksicht auf den durch die anschliessenden Gewölbe erzeugten Schub) auf den Baugrund nicht mehr als 4,5 kg/qcm beträgt.
2 „	1,50 „	
3 „	1,90 „	
4 „	2,20 „	
5 „	2,40 „	
Für T > 5,0 m ist für jedes weitere Meter zu 2,4 m je 0,20 m zuzuschlagen.		

Kann aber der Untergrund beispielsweise nur mit 2,5 kg/qcm belastet werden, so ist die Pfeilerbasisfläche im Verhältnisse 4,5 : 2,5 grösser anzulegen.

Stärke P der Gruppenpfeiler

beiderseits Öffnungen von gleicher oder verschiedener Spannweite.

Spannweite der grösseren Öffnung	H (Abb. 7a auf Tafel XXII)								
	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Meter								
5 Meter	2,10	2,25	2,40	2,55	2,70	2,85	3,00	3,15	3,30
6 „	2,10	2,25	2,40	2,55	2,70	2,85	3,00	3,30	3,45
7 „	—	2,40	2,55	2,70	2,85	3,00	3,30	3,45	3,60
8 „	—	2,55	2,70	2,85	3,00	3,30	3,45	3,60	3,75
9 „	—	2,70	2,85	3,00	3,30	3,45	3,60	3,75	4,05
10 „	—	—	3,00	3,30	3,45	3,60	3,75	4,05	4,20
11 „	—	—	3,30	3,45	3,60	3,75	4,05	4,20	4,35
12 „	—	—	3,45	3,60	3,75	4,05	4,20	4,35	4,50

Bei Viadukten mit Öffnungen gleicher Spannweite sind Gruppenpfeiler in Entfernungen von höchstens 50 m anzuordnen.

Hierzu sei bemerkt, dass die Fundamente der Pfeiler aus Bruchsteinmauerwerk bestehen, der Aufbau über den Fundamenten aus Ziegeln gebildet wird. Aus dem letzteren Materiale besteht auch die Übermauerung des Gewölbes. Die Abdeckung ist ähnlich wie bei den massiven Brücken der Linie Stanislau-Woronienka durch eine 8 cm starke Betonschicht und einen 20 mm hohen Überzug von Naturasphalt erfolgt, welcher in 6 mm Stärke an den Innenflächen der Stirnmauern hochgeführt ist. Auf der Asphaltschicht

ist ferner zum Schutze dieser noch ein liegendes Ziegelpflaster angeordnet.

Die Abwässerung des Viaduktes erfolgt durch die Mittelpfeiler hindurch. Als Vorbild hierfür dürften die bekannten Ausführungen der Berliner Stadtbahn gedient haben; nur besteht hier das äussere Entwässerungsrohr aus Gusseisen. In seine obere trichterförmige Erweiterung reicht die Asphaltabdeckung des Gewölbes hinein. An diese schliesst sich ein kleiner kupferner Trichter enge an, mit dessen unterem Teil das bis zum gemauerten Abschlusskanal führende Entwässerungsrohr aus verzinktem Eisenblech verbunden ist. — Oberhalb der Abflussöffnung folgt ein gusseiserner unten glockenförmig erweiterter und durchbrochener, oben durch einen Deckel abgeschlossener Ansatz bis zur Schwellenhöhe. Nach Wegnahme des Deckels ist es möglich, mit Hülfe besonderer an dem verzinkten Abflussrohr angebrachter Handhaben, dieses nach oben zu ziehen und hier zu reinigen. Hierin liegt eine bemerkenswerte Verbesserung gegenüber der älteren Ausführung bei der Berliner Stadtbahn.

Im übrigen sei auf die Abbildungen 7—9 Tafel XXII und Abbildung 168 verwiesen.

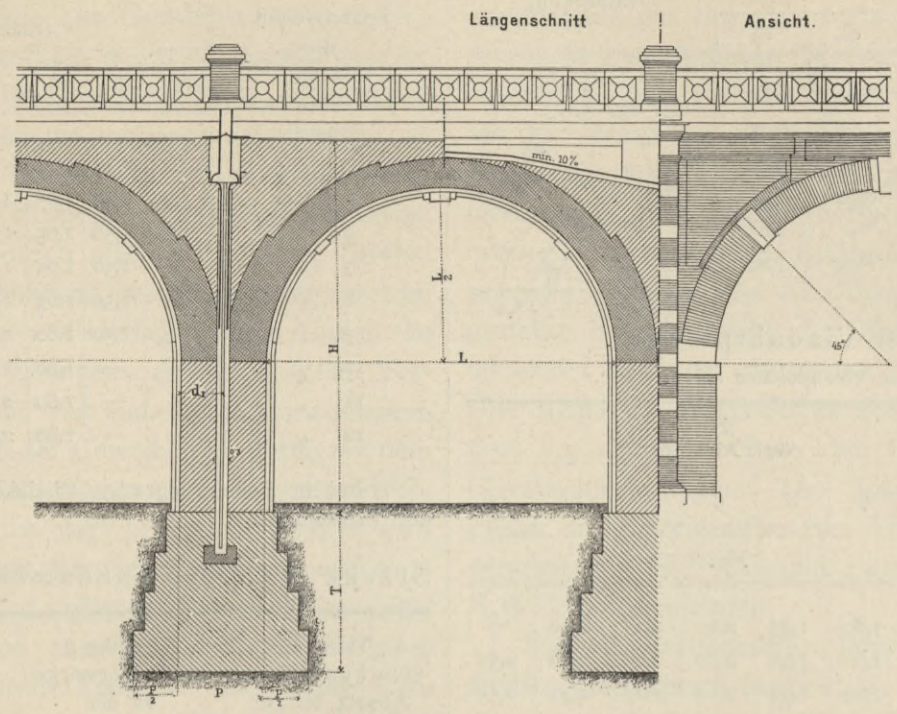


Abb. 168.
Anordnung des Viadukts der Wiener Stadtbahn mit Halbkreisgewölben. 1 : 50.

C. Massive Brücken in „Beton-Eisenkonstruktion".

Von dieser Art von Bauwerken erfreuen sich im besonderen die nach ihrem Erfinder dem Professor Melan zu Brünn benannten Konstruktionen einer bedeutenden Anwendung. Wenn es ja auch zur Zeit noch nicht möglich ist, über die Zweckmässigkeit und Bewährung der aus Beton und Eisen gemischten Konstruktionen ein abschliessendes Urteil zu bilden, so sei doch darauf hingewiesen, dass man, wenigstens in Österreich, bisher nur gute Erfahrungen hiermit gemacht hat.

Als Beispiel einer grösseren massiven Brücke nach dem Melan'schen System sei erwähnt:

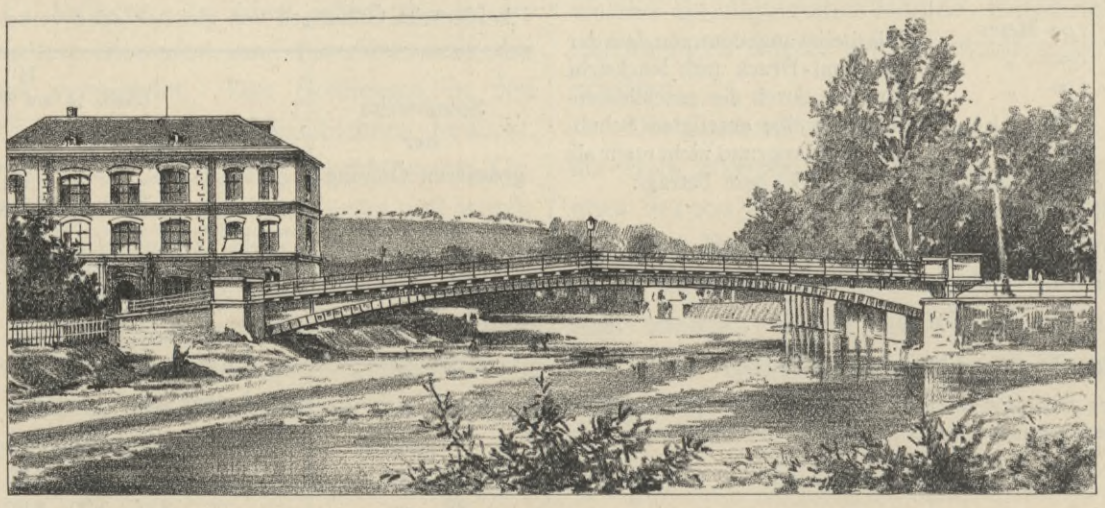


Abb. 169. Ansicht der Schwimmschulbrücke zu Steyr in Oberösterreich.

a) Die neue Schwimmschulbrücke zu Steyr in Oberösterreich.

Abb. 169—173.

Dieselbe ist insofern besonders interessant, weil sie wohl zu den flachstgespannten massiven Brücken gehören dürfte, welche es giebt. Die Stützweite ihres mit 3 Gelenken versehenen Gewölbes beträgt 42,40 m. Da die Pfeilhöhe desselben zu 2,65 m bemessen ist, so ergiebt sich ein Pfeilverhältnis von $\frac{1}{16}$. Die Stärke des Betonbogens beträgt im Scheitel 0,60, am Kämpfer 0,70 m, zwischen beiden Punkten 0,80 m. Alle 1,00 m entfernt liegen drei Gelenkbogen, in Eisen ausgeführt, deren Gurtung aus je 2 ⌊-Eisen $\frac{120 \cdot 120}{15}$ und deren Fachwerk aus Flacheisen besteht — Abb. 171a—e —. Die Höhe dieser Bögen ist am Kämpfer und im Scheitel zu je 0,50 m, in der Mitte zwischen beiden zu 0,70 m bemessen. An 6 Stellen — Abb. 170b — sind die Bögen durch Winkeleisenrahmen verbunden. Die Gelenke des Eisenbogens sind gewöhnliche Zapfengelenke aus Gussstahl, im Betonbogen sind solche nach Köpcke-scher Anordnung durch konvexe und konkave Betonquadern gebildet. Da letztere Gelenke hier jedoch nur 0,50 m breit sind, verbleibt zwischen jedem der Quader und dem benachbarten Eisenbogen ein 25 cm breiter Zwischenraum. Dieser ist nach Einfügung einer mit der Gelenkfuge korre-

spondierenden Zwischenlage von Asbestplatten mit Beton festgestampft.

Das Prinzip des eigenartigen Lehrgerüstes ist in Abbildung 170a u. c, sowie in Abbildung 173 dargestellt. Es ruht auf 6,00 m von einander entfernt eingerammten Jochen; auf diese sind die Kranzhölzer gelagert, ausserdem aber noch bei a, b und c — Abb. 170a — also in 6 Punkten — an die eisernen Bögen mittelst Hängeeisen, die sich nach dem Abrüsten entfernen liessen, angehängt — Abb. 173 —. Hierdurch wurde annähernd das halbe Gewicht des Betongewölbes auf die Eisenbogen direkt übertragen und die Spannungen im Gewölbe selbst verringert.

Die Widerlager sind rund 12 m lang und 3,0 m unter N. W., 6,5 m unter Hochwasser fundiert. Trotz dieser beträchtlichen Abmessungen ergaben sich beim Ausrüsten jedoch kleine Verschiebungen der Widerlager von etwa 25 mm an jeder Seite. Obwohl dieselben bald zur Ruhe kamen und selbst bei der Probebelastung keine weiteren Deformationen sich zeigten, erachtete man es doch für zweckmässig an jedem Landpfeiler noch nachträglich eine Verstärkung in der Art anzubringen, dass in den dahinter befindlichen aus grobem Schotter bestehenden Boden Cementmilch einfiltriert wurde. Hierzu dienten in den Boden eingetriebene Eisenrohre, in die unter allmählichem Heraus-

Die Schwimmschulbrücke in Steyr.

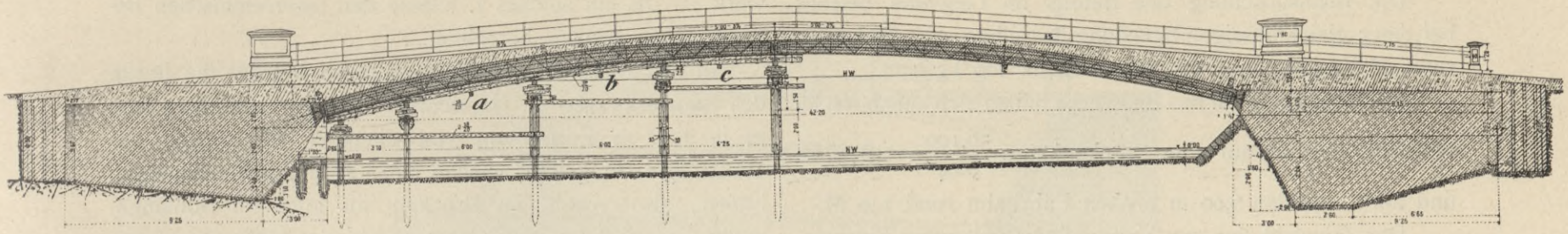


Abb. 170a. Längenschnitt 1 : 300.

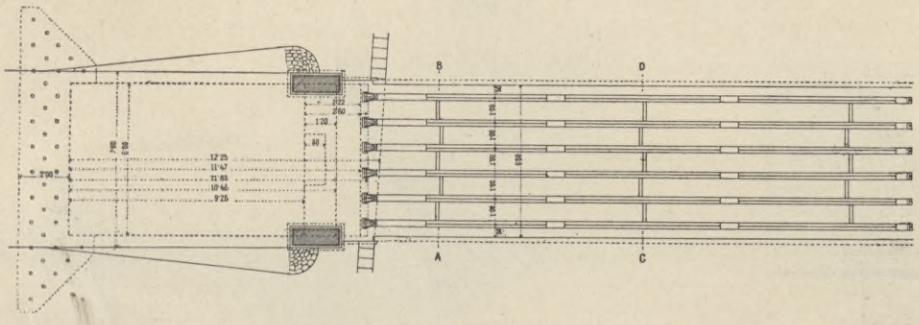


Abb. 170b. Grundriss 1 : 300.

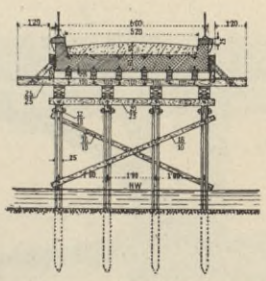


Abb. 170c. Querschnitt 1 : 300.

Abb. 171a—e. Einzelheiten eines Bogenträgers. 1 m = 3 cm.

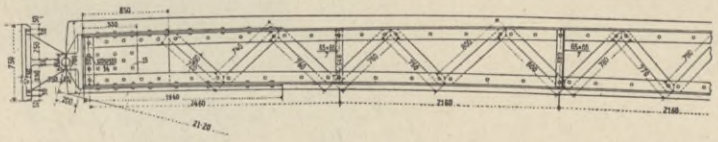


Abb. 171a. Ansicht des Bogenträgers.

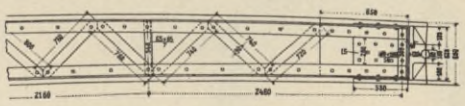


Abb. 171b.

Abb. 171d und e. Querrahmen.

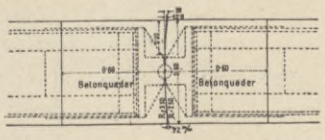


Abb. 171c. Scheitelgelenk.

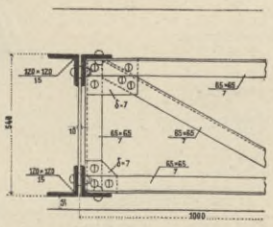


Abb. 171d. Schnitt A B (vergl. Abb. 170b).

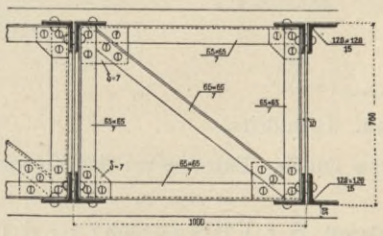
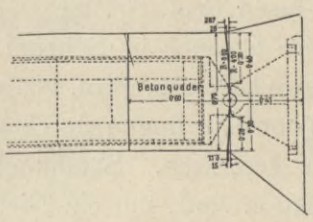
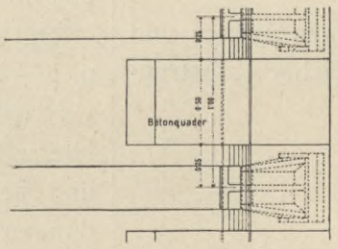


Abb. 171e. Schnitt C D (vergl. Abb. 170b).



a



b

Abb. 172a und b. Kämpfergelenk. 1 m = 2,25 cm.

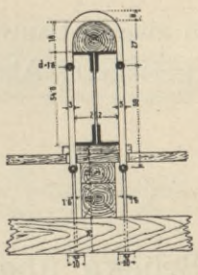


Abb. 173. Aufhänge-Vorrichtung.

ziehen der Rohre Cementmilch unter Druck eingepresst wurde. Auf diese Weise ist jedem Widerlager noch ein Verstärkungskörper von etwa 2 bis 3 m Länge und doppelt so breit als das Widerlager selbst hinzugefügt worden, vergl. Abb. 170b. Hierdurch konnten auch die zuerst bis 3,5 kg/qcm bemessenen Pressungen des Untergrunds auf 2,0 kg/qcm herabgemindert werden.

Die Beanspruchung des Betons im Gewölbe beträgt bei einer gleichmässigen Belastung desselben von 460 kg/qm rund 26 kg/qcm, jene des Eisenbogens 800 kg/qcm.

Die Gesamtkosten des Bauwerks haben sich auf 56 100 M. belaufen, das ist auf 1 m Brückenlänge $\frac{56{,}100}{66{,}4} = 843$ M. und auf 1 qm der 6,00 m breiten Fahrbahn rund 140 M.

Das Gewicht der zur Verwendung gelangten Eiseneinbauten beträgt rund 43 t. Hiervon entfallen 37 t Flusseisen auf die Träger, 6 t Flussstahl und Gusseisen auf die Gelenkausbildung.

Als ein zweites Bauwerk nach Melan'schem System und zwar von geringerer Abmessung und einfacher Konstruktion sei:

b) Die Brücke über den Klokuczkabach in Cernowitz-Bukowina

erwähnt — Abb. 174 u. 175 —. Dieselbe wurde im Herbst 1895 an Stelle einer in der Cernowitzer Reichsstrasse gelegenen durch Erdrutschungen zerstörten Brücke erbaut. Mit Rücksicht hierauf wurde bei dem Neubau ein durch ein Sohlengewölbe vollkommen geschlossenes Profil — Abb. 174a u. b — ausgeführt. Wegen der Überführung einer Wasserleitung, machte es sich ferner notwendig, die Oberkante des Gewölbes in Brückenmitte 1,90 m unter die Strassenkrone zu legen.

Das Brückengewölbe ist als Korbbogen, das Sohlengewölbe als flacher Bogen zur Ausführung gelangt. Die lichte Weite der unter einem Winkel von 70° den Bachlauf schneidenden Überbrückung beträgt in der Schiefe gemessen 9,62 m, in senkrechter Richtung 9,00 m. Das Bauwerk ist als ein solches I. Klasse den österreichischen Bestimmungen gemäss berechnet.

In der Achse des Baches gemessen beträgt die Breite des Bauwerks 9,80 m. In dem Betonkörper desselben sind in je 1,00 m Entfernung von einander Eisenrippen aus Walzträgern eingelegt, welche einen geschlossenen Rahmen bilden, also sowohl im Brücken- als auch im Sohlengewölbe liegen. Im ersteren besitzen sie eine Höhe von 18 cm, im letzteren von 13 cm, während die bezüglichen Betonstärken in den Gewölbemitten 23 bzw. 20 cm betragen. Es sind also die Eiseneinlagen von allen Seiten vom Beton umschlossen. Die Verbindung der Bögen und Sohlenrippen erfolgt durch je ein ⊔-Eisen Prof. Nr. 24 — Abb. 175a u. b —. In ähnlicher Weise ist auch im Scheitel ein Längsverband durch ein liegendes ⊔-Eisen, Prof. Nr. 10 erreicht. Hierselbst ist auch der T-förmige Bogen durch wagerechte und senkrechte Laschen gestossen. Sämmtliche Verbindungen der Eisenkonstruktion sind, um ein Nieten auf der Baustelle zu vermeiden, durch Schrauben bewirkt. Das Mischungsverhältnis des Betons ist für die Mittelteile des Brücken- und Sohlengewölbes 1 : 7, für die Seitenteile dieses 1 : 8, für die Widerlager 1 : 9.

Die Herstellung des gesamten Bauwerks hat einschliesslich der chaussierten Fahrbahn nur 4 Wochen Zeit beansprucht.

Als ein drittes in seiner Gesamtanordnung hierher gehörendes Bauwerk sei in letzter Stelle erwähnt:

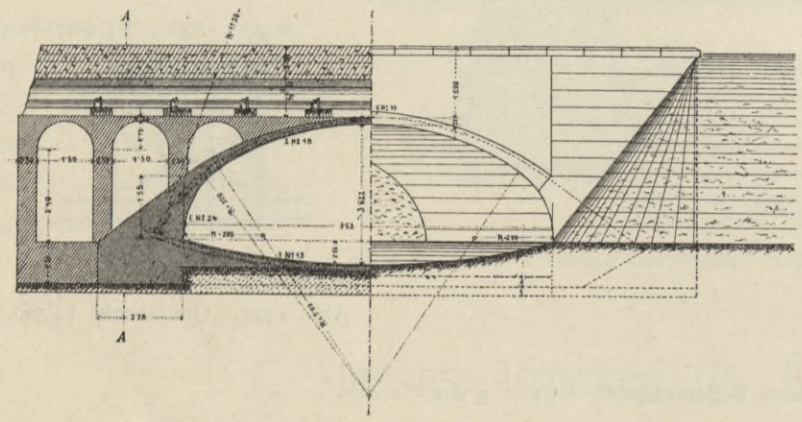


Abb. 174a. Querschnitt und Ansicht. 1 : 200.

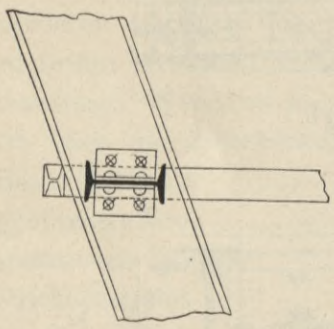


Abb. 175a. Grundriss.

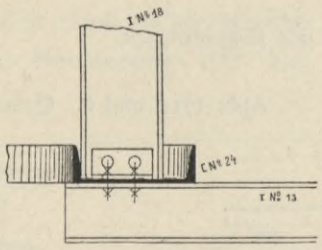


Abb. 175b. Aufriss.

Abb. 175a und b. Einzelheiten der Eisenkonstruktion. 1 : 15.

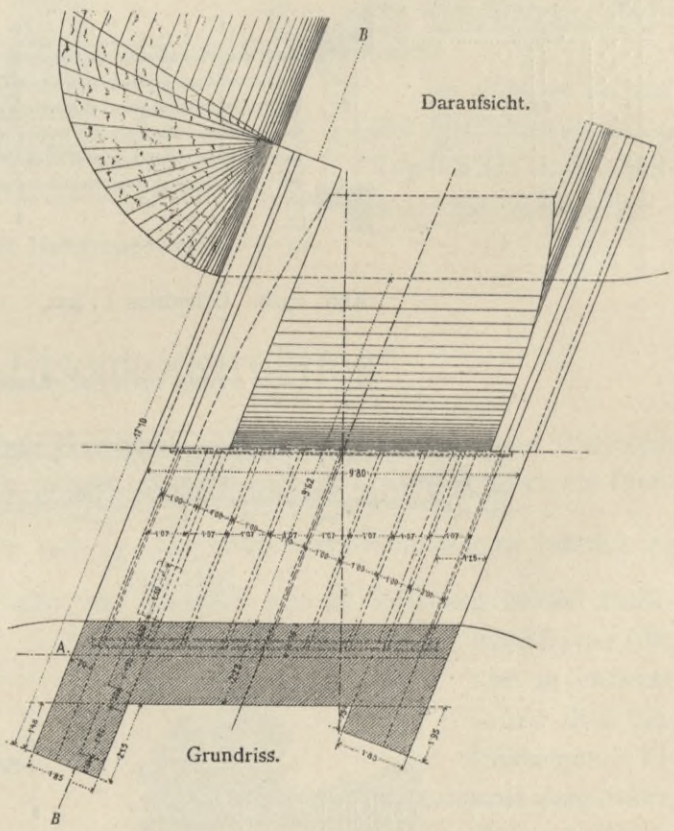


Abb. 174b. 1 : 200.

c) Die Strassenbrücke über die Neutra bei Neuhäusel in Ungarn.

Abb. 176 und 177.

Diese ebenfalls ein Betoneisenbau, ist nicht nach dem Melan'schen System, sondern nach dem patentierten Verfahren des Cement-Technikers R. Wünsch im Jahre 1892 erbaut. Die Grundzüge der hier vorliegenden Anordnung bestehen vorwiegend darin, dass ein — erforderlichen Falles — über mehrere Öffnungen sich erstreckendes zusammenhängendes Trägersystem zur Verwendung kommt, welches einen durchgehenden horizontalen Obergurt sowie einen besonderen Untergurt, der bogenförmig geführt ist, besitzt — Abb. 176b —. An den Widerlagern ist das gesamte System fest mit diesen verankert. Eine Verbindung der beiden Gurtungen durch Eisenstäbe findet nicht statt. Vielmehr dient hierzu nur der zwischenliegende Beton. Von einem eigentlichen Gewölbebau kann, da ein Obergurt vorhanden ist, hier kaum mehr die Rede sein. Es liegen hier vielmehr zwischen den einzelnen Pfeilern eingespannte Träger vor.

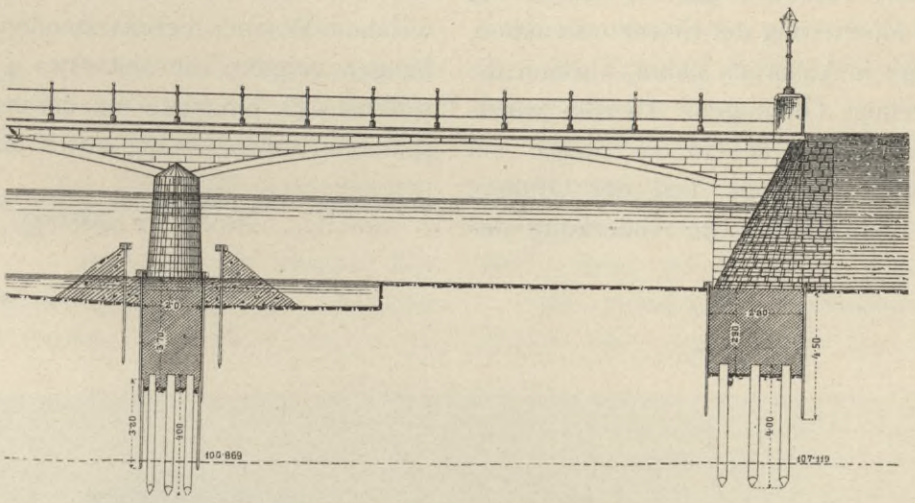


Abb. 176a. Ansicht der Brücke. 1 : 250.

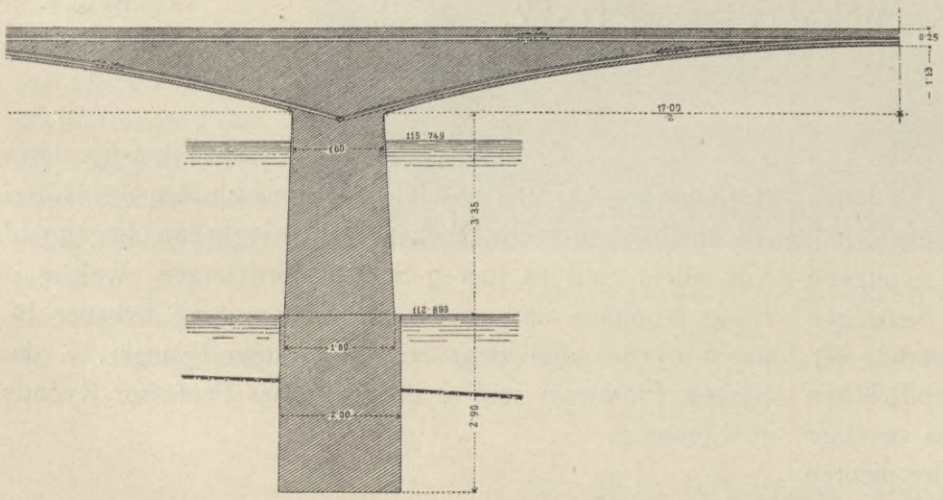


Abb. 176b. Längenschnitt. 1 : 125.

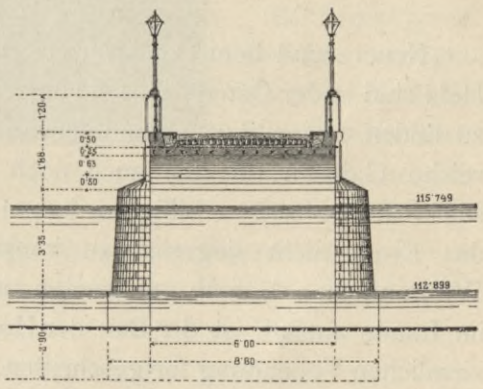


Abb. 176c. Querschnitt. 1 : 250.

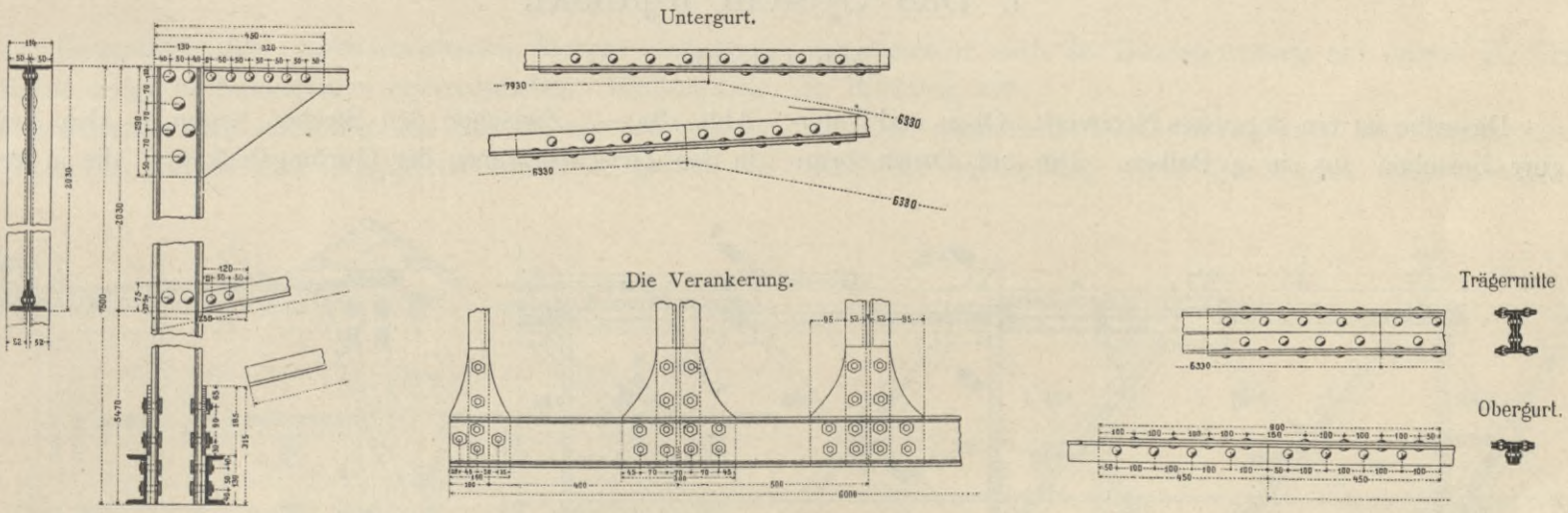


Abb. 177. Einzelheiten der Eisenkonstruktion. 1 : 20.

Die Einzelheiten des hier zur Verwendung gekommenen Eisenwerkes sind aus der Abbildung 177 zu ersehen. Der gegenseitige Abstand der Rippen beträgt je 50 cm. Zur Verankerung dienen an den Aussenseiten der Widerlager einfache, in allen anderen Punkten doppelte [-Eisen. Sie werden an ihren Endpunkten sämtlich durch 2 als Riegel dienende [-Eisen gefasst.

Die gesamte Brücke wird durch 6 Öffnungen von je

17 m L. W. gebildet. Die Stärke des Gewölbes beträgt durchgehend 0,25—0,30 m. Der Stich ist zu 1,13 m, das Pfeilverhältnis also zu rund $\frac{1}{15}$ der Stützweite bemessen.

Der Aufbau der Brücke begann mit der Fundamentbetonierung und der Herstellung der im Äusseren vollkommen verschalten Pfeiler. Hierauf folgte die Aufstellung des Lehrgerüstes und die Montierung der Eisenkonstruktion, welch letztere nur 11 Tage in Anspruch nahm, alsdann die Ausbetonierung der einzelnen Öffnungen. Hierbei wurde der Teil am Trägeruntergurt in 25—30 cm Stärke mit Beton im Verhältnis 1 : 6, der übrige Teil der Öffnung mit einer Mischung 1 : 8 hergestellt. Die Abdeckung der Gewölbe ist durch eine doppelte Lage von Asphaltpappe erfolgt, welche unter sich durch eine Schicht Holzcement verbunden waren. Die Fahrbahn ist chaussiert.

Der Bau der im ganzen 115 m langen und 6,0 m breiten Brücke hat abgesehen von dem Schlagen der Pfähle zur Pfeilerfundierung nur 12 Wochen gedauert. Bemerkenswert erscheint, dass bei dem Ausrüsten diejenigen Gewölbe, welche 6 Wochen bereits standen, kaum nennenswerte Senkungen zeigten; die seit etwa 4 Wochen fertig gestellten senkten sich hingegen um durchschnittlich 15 mm. Bei der späteren Probebelastung traten bleibende Senkungen jedoch höchstens von 0,8 cm = $\frac{1}{20{,}000}$ der Stützweite auf.

III. Brücken in Holz.

Neuere und bemerkenswertere Brückenausführungen in Holz sind in der Österreichisch-Ungarischen Monarchie kaum zu finden. Eine Ausnahme hiervon macht nur das waldreiche Galizien, in dem auch noch heutzutage genügend starke Bauhölzer so billig zu haben sind, dass hiergegen das Eisen nicht siegreich zu konkurrieren imstande ist. Während man deshalb nur wenige eiserne Strassen-Brücken im Lande antrifft, ist der Bau der Holzbrücken bis zu einer ziemlichen Vollendung fortgeschritten. Als Vorbilder dienten hier die eisernen neuen Fachwerkkonstruktionen, deren Nachahmung bei den besonderen Eigenschaften des Holzes jedoch vielfach beträchtlichen Schwierigkeiten begegnete. Vor allem sind es hier 3 Sonderanordnungen, welche in Frage kommen und nach dem Namen ihrer Erbauer benannt werden und zwar: 1. das System Ibjanski, 2. das System Pintowski und 3. dasjenige des Professor Rychter zu Lemberg.

1. Das System Ibjanski.

Abb. 178—181.

Dasselbe ist ein doppeltes Netzwerk. Ober- und Untergurt bestehen aus je 4 Balken. Die auf Druck beanspruchten Streben des Holzwerkes sind doppelt. Ihre beiden Teile liegen in den Ebenen der beiden Gurthälften und stützen sich auf Längsklötze, welche an einen Gurtbalken mittelst Verzahnung angeschlossen sind — Abb. 180 —. Zwischen den Streben liegen — also auch in den Zwischenräumen der Gurtungsbalken — die in der Ansicht doppelt erscheinenden Zugstreben. Ihre Befestigung am Gurte erfolgt durch besondere Quereinlagen — Abb. 180 —, welche ebenfalls nur die inneren Teile der Gurtung beanspruchen.

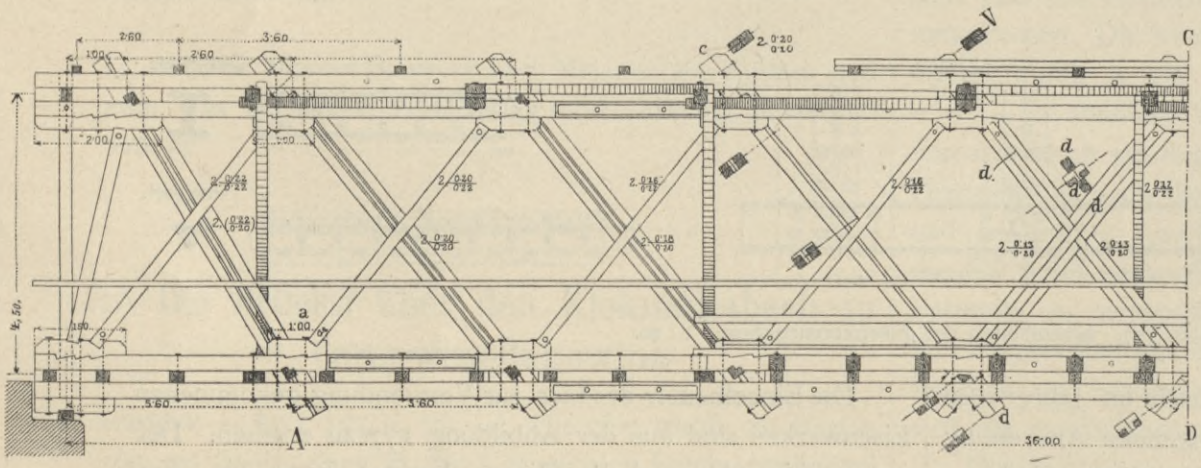


Abb. 178. Gitterbrücke System Ibjanski. Ansicht und Längenschnitt. 1 : 125.

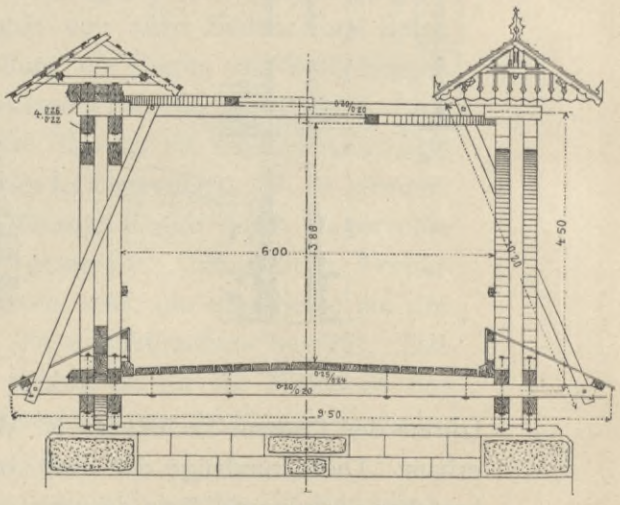


Abb. 179. Querschnitt CD. 1 : 125.

In der Mitte der Träger, woselbst ein Gitterstab bald gezogen, bald gedrückt sein kann, ist — vergl. Feld V in Abb. 178 — die Einrichtung so getroffen, dass ein Teil des Stabes als Zug- ein anderer als Druck-Glied wirkt. Die letzteren „d d" liegen in einem Felde in denselben Ebenen. An ihrer Kreuzungsstelle werden sie — worin allerdings eine Holzverschwendung liegt — zur Hälfte ausgeschnitten. Die Zugbänder, nur halb so stark wie die übrigen Zugglieder, liegen in verschiedenen Ebenen zwischen den beiden senkrechten Hälften des Gurtes. Es haben also in den Knotenpunkten, in denen je 2 doppelte auf Zug und Druck zugleich eingerichtete Gitterstäbe zusammentreffen, die Zugglieder derselben beide zwischen den Gurtungen Platz. Allerdings bedingt diese sonst übersichtliche Konstruktion eigenartig gestaltete Zugdiagonalen an den Übergangsstellen zu den normalen Brückenfeldern, da erstere — z. B. Abb. 178 Punkt d — wegen des gleichzeitigen Anschlusses des Doppelstabes an den Untergurt nur halb so stark als in ihrem oberen Teil sein können.

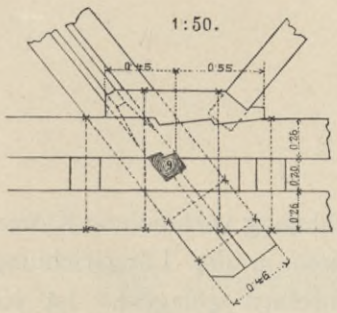


Abb. 180.
Einzelheit von Punkt A (Abb. 178).

Die Querträger liegen bei diesem System zwischen den Teilen des Untergurts und zwar sowohl nahe den Knotenpunkten des Trägernetzes als auch in den Feldmitten. Ihre Verstärkung nach der Mitte zu findet zweckmässig durch ein Sattelholz statt. Es ist hierdurch auch erreicht, dass der Abstand zwischen den Untergurtteilen gering gehalten werden kann.

Ein recht erheblicher Nachteil dieser Konstruktion besteht einerseits in der ungleichmässigen Belastung der Gurtungsteile, andrerseits in der unveränderlichen Querschnittsfläche dieser auf die ganze Länge eines Brückenträgers.

Die vorstehend angeführten Abbildungen sind der Brücke über den Dunajec bei Golkowice entlehnt. Vorhanden sind hierselbst 4 Hauptträger von je 36,0 m Stützweite. Die grösste derartige Ausführung, in Abbildung 181 dargestellt und in den Einzelheiten der Golkowicer Brücke nachgebildet, ist die Brücke über den Sanfluss in Jaroslau, im Jahre 1885 erbaut. Hier besitzen die Hauptträger je 44,0 m Stützweite.

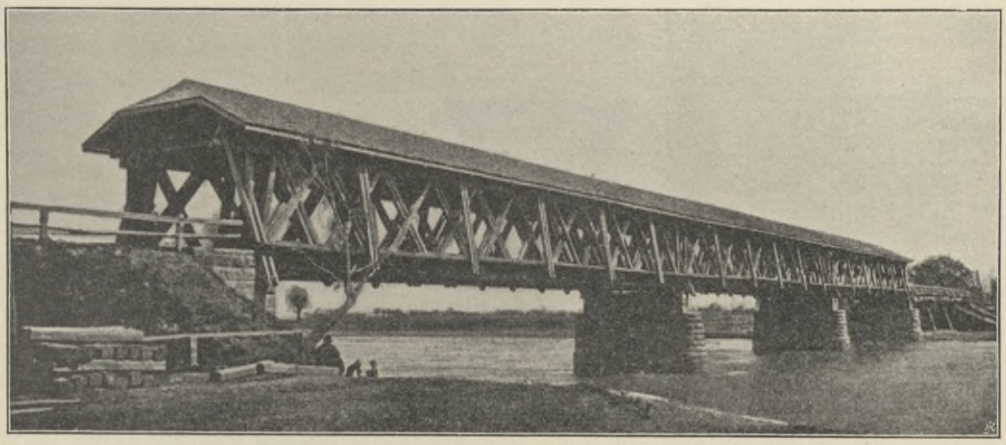


Abb. 181. Ansicht der Sanbrücke bei Jaroslau.

2. Das System Pintowski.

Abb. 182—184.

Gegenüber dem vorbeschriebenen System sind hierselbst einige Verbesserungen hervorzuheben. Während die Druckstreben sich auch hier nur auf die mit den inneren Gurtteilen verbundenen Längsklötze aufsetzen, greifen die Zugglieder vermittelst von Keilen und Klötzen an den äusseren Gurtungshälften an. Da jedoch hier die letzteren auch durch Keile mit einander verbunden sind, kann auf eine bessere Kraftübertragung als wie beim ersten System gerechnet werden. In den Mittelfeldern sind auch hier — wie bei Ibjanski — Doppelgitterstäbe angeordnet, von denen je nach der Beanspruchung nur immer ein Teil in Wirkung tritt.

Eine wesentliche Verbesserung zeigt aber das System durch die Auflagerung seiner Querträger. Diese erfolgt — Abb. 182 — unter Verwendung der Längsklötze zunächst nur an den Knotenpunkten. Es fallen also die bei Ibjanski durch Anordnung der Querträger in Feldmitte für die Gurtstäbe entstehenden Zusatzspannungen hier fort. Ferner ist die Lagerung der Querträger — Abb. 184 — eine zum Untergurt centrische, die Belastung der Einzelteile dieses

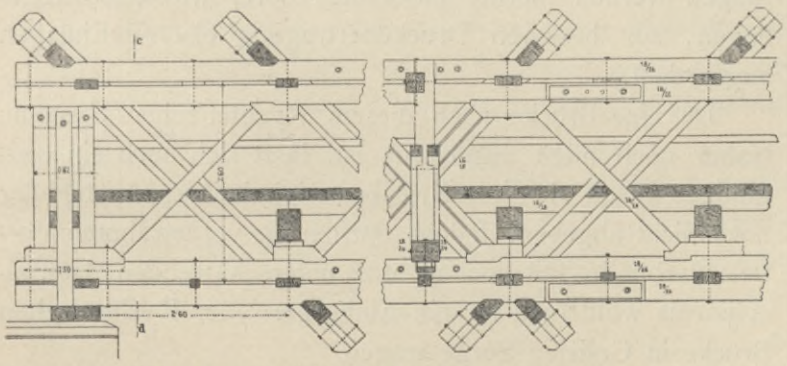


Abb. 182. Ansicht des Brückenträgers. 1 : 100

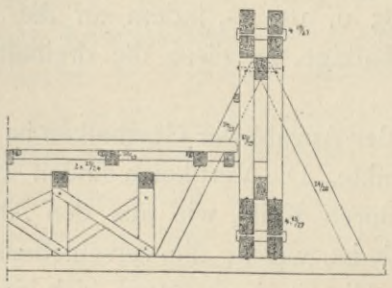


Abb. 183. Querschnitt. 1 : 100.

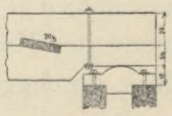


Abb. 184. Auflagerung des Querträgers. 1 : 50.

also annähernd gleich. — Die Abbildungen 182—184 sind der Konstruktion der Brücke in Buczacz über die Strypa entnommen, welche im Jahre 1890 erbaut, mit einer Spannweite von 25 m die bedeutendste der Pintowski'schen Ausführungen ist.

3. Das System Rychter.

Abb. 185—189.

Dieses System dürfte das vollkommenste der drei genannten Trägerarten sein. Im besonderen zeichnet es sich durch ein bei Holzbrücken empfehlenswertes Fachwerk mit gedrückten einfachen Diagonalen und gezogenen Vertikalen aus, sowie vor allem durch die Möglichkeit, die Gurte zu verändern, sich also den jeweiligen Beanspruchungen anzupassen. Die Gurtungen können entweder aus neben einander liegenden Balken 1—3 Stück, oder aus solchen in zwei über mit den Hauptträgern durch Verzahnung verbundene Klötze. Bei stärkerer Belastung sind diese in der Längsrichtung der Gurte, sonst quer zu denselben gelagert. Ist ein Mittelfeld vorhanden, in dem das Vorzeichen der Querkraft wechselt, so werden hier doppelte Stäbe angeordnet, welche jedoch derartig mit den Gurtungen verbunden werden, dass sie nur Druck übertragen, also stets nur einzeln in Wirksamkeit treten können.

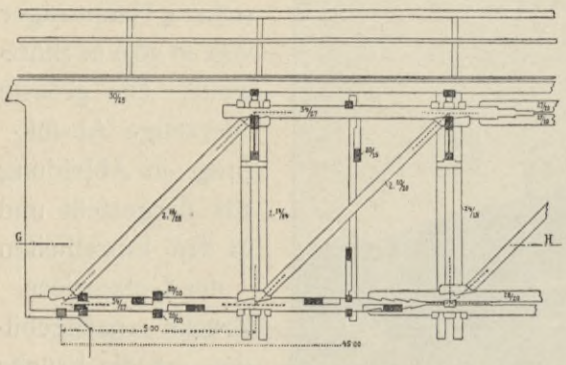


Abb. 185. Ansicht des Hauptträgers. 1 : 200.

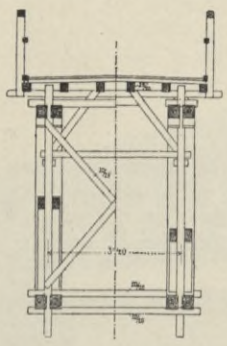


Abb. 186. Querschnitt.

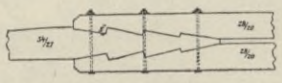


Abb. 187. Stoss und Verstärkung des Obergurtes.

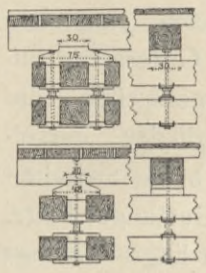
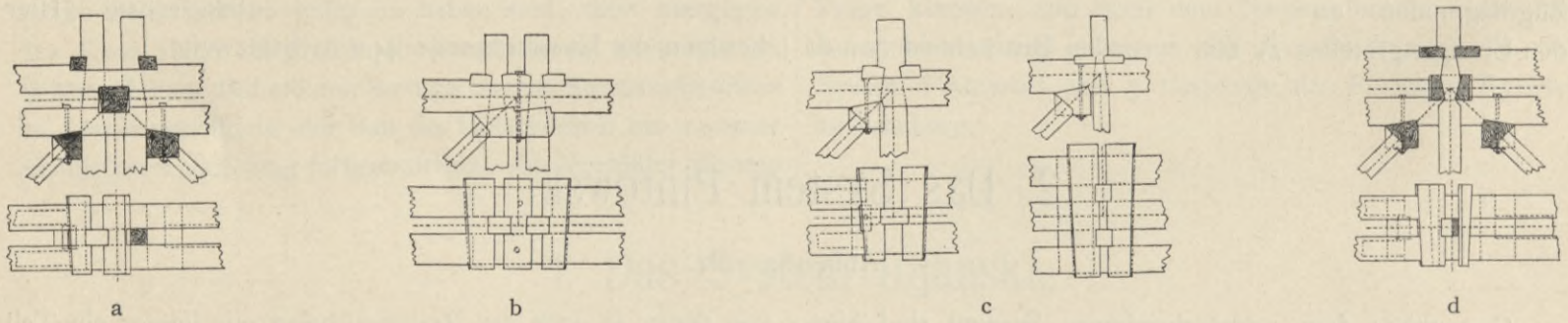


Abb. 188. Auflagerung der Querträger. 1 : 75.



a b c d

Abb. 189a—d. Einzelheiten von Knotenpunkten.

einander liegenden Ebenen bestehen. Im letzteren Falle werden für gewöhnlich 2, 4 oder 6 Balken verwendet. Die Veränderungen der Querschnittsfläche zugleich auch die Ausbildung des Stosses findet mittelst mehrfacher Verzahnung statt — Abb. 185 u. 187 —, indem an die einbalkige Gurtung die zweibalkige, an diese die dreibalkige u. s. w. anschliesst.

Verschieden je nach der Anzahl der Gurtbalken ist die Anordnung der Knotenpunkte. Die Vertikalen finden ihren Anschluss durchgehend durch Keile wie aus den Abbildungen 189a—d ersichtlich ist, welche die verschiedensten Kombinationen enthalten. Die Streben stützen sich gegen

Die Auflagerung der Querträger erfolgt auch hier wie bei System II durch ein Sattelholz. Bei mehretagigen Gurtungen werden hierbei ausserdem dort, wo keine Keile liegen, zur besseren Drucküberträgung eiserne Einlagen angeordnet.

Da eine Brücke nach diesem Rychter'schen Systeme bisher noch nicht ausgeführt ist, lässt sich auch ein endgültiges Urteil über die Zweckmässigkeit ihrer Ausbildung noch nicht abgeben. Jedoch dürften die vorerwähnten Vorteile, verbunden mit einer nicht zu unterschätzenden Materialersparnis wohl bald für ein Einbürgern der Rychter'schen Brücke in Galizien Sorge tragen.

IV. Anhang.

Die Überbrückung des Donauthales bei Cernavoda in Rumänien.

Tafel XXIII—XXV.

Die in den Jahren 1890—95 nach dem Entwurfe und unter der Oberleitung des damaligen General-Inspektors, jetzigen Generaldirektors der rumänischen Staatsbahnen Saligny erbaute Donaubrücke bei Cernavoda bildet einen Teil des rund 15 km langen Donauüberganges der von Bukarest in östlicher Richtung nach dem am Schwarzen Meere liegenden rumänischen Haupthandelshafen Constanza führenden Bahnlinie. Die Lage der Brücke in der Nähe von Cernavoda, bedingt durch die, noch unter der türkischen Verwaltung der Dobrudscha gebauten Linie Cernavoda-Constanza, ist insofern nicht als besonders günstig zu bezeichnen, als gerade hier die Donau in zwei Arme sich spaltet, deren westlicher Borcea genannt, Nebenarm ist, während der östliche bei Cernavoda den Hauptstrom vertritt und von der Donauschifffahrt benutzt wird. Zwischen beiden liegt die bei Hochwasser etwa 2—5 m hoch überschwemmte und 13 km lange Balta-Insel. Dieser örtlichen Lage entsprechend setzt sich auch der Donauübergang der vorgenannten Bahnlinie aus 3 besonderen Teilen zusammen und zwar:

1. aus der westlich gelegenen Überbrückung der Borcea,
2. aus der Überquerung der Balta-Insel und
3. aus der Hauptstrombrücke bei Cernavoda — Abbildung 190 —.

Die Borceabrücke — siehe die Abbildungen 4 und 6, Taf. XXIII — in ihren Hauptabmessungen, Formen und Einzelheiten genau entsprechend der Cernavoda-Überführung ausgebildet, weist 3 Öffnungen zu je rund 140 m auf. Die mittlere wird durch einen Auslegerträger von 240 m Länge und 140 m Stützweite, also mit je um 50 m auskragenden Armen überbrückt, während die Seitenöffnungen aus den vorgenannten Kragarmen und eingehängten Halbparabelträgern von 90 m Stützweite gebildet werden.

An die Borceabrücke schliessen sich westlich 3, östlich 8 Flutöffnungen von je 50 m Spannweite an, deren Hauptträger als Parallelträger mit doppeltem Netzwerke und oben liegender Fahrbahn ausgebildet sind. Die auf der Borceabrücke rund 12 m über dem Hochwasser wagerecht gelegene Bahn fällt auf dem östlich anschliessenden Viadukte mit einem Gefälle von $^1/_{100}$ bis zur Höhe von + 3 m über Hochwasser gegen die Baltainsel, diese mit einem 5—7 m hohen durch Steinvorlagen zum Teil auch durch Betonfundierung gesicherten Damme überquerend. Ungefähr in der Mitte dieses Dammes befindet sich der 1455 m lange, aus 34 mit Schwedler-Trägern von je 42,8 m Stützweite gebildete Balta-Viadukt. Am östlichen Ende dieses Dammes beginnt die Bahn auf einer aus 15 Öffnungen mit je 60,85 m Weite bestehenden Flutbrücke wieder mit $^1/_{100}$ zu steigen bis sie mit 31,4 m über Hochwasser die grosse Donaubrücke erreicht hat, auf welcher sie wagerecht verläuft. Letztere weist 5 Öffnungen — Abb. 1 u. 2, Taf. XXIII — auf, deren äussere je 140 m Spannweite zeigen, während die Mittelöffnung 190 m Stützweite besitzt, hiermit also zur Zeit die weitest gespannte Brücke auf dem Europäischen Festlande ist. Die Gesamtlänge der eisernen Überbauten beträgt rund 4088 m. Von diesen entfallen auf den Borcea-Viadukt 970, auf die Donaubrücke bei Cernavoda 1663 m — die zugehörenden Flutbrücken eingerechnet. — Letztere sowie der Balta-Viadukt besitzen in ihrer baulichen Anordnung weniger Bemerkenswertes, umsomehr dürften aber die — wie vorerwähnt — gleich konstruierten beiden Hauptbrücken Interessantes bieten.

a) Brücke bei Cernavoda.

1. Die Pfeileranlage.

Bei mittlerem Wasserstande beträgt an der Übersetzungsstelle die Strombreite etwa 620, die Wassertiefe rund 10 m; das Flussbett besteht bis zu einer mittleren Tiefe von 31 m unter dem Nullpunkte aus leicht beweglichem Sande mit Schotter gemischt, stellenweise auch von Thonschichten durchsetzt. — Bei —31 steht fester Kalkfelsen an, der nach dem rechten Ufer rasch ansteigt. Es konnte deshalb hierselbst das rechte Widerlager noch auf dem Felsen gegründet werden, während die Mittelpfeiler sowie der linke Landanschluss bis — 27 bzw. — 20 mit Hülfe von Pressluft herabgesenkt wurden. Da die Krone der Pfeiler + 35,8 m über dem Normalwasser liegt, weisen die Mittelpfeiler also eine Gesamthöhe von 62,8, das linke Landwiderlager eine solche von 55,8 m auf. Der Pfeilergrundriss ist ein an den Enden mit Halbkreisen abgeschlossenes Rechteck. An der Basisfläche tritt jedoch auf der stromaufwärts gekehrten Seite für den Kreis eine gedrückte Ellipse; ferner ist mit Rücksicht auf den starken Eisgang der Donau und die oft eintretenden meterhohen Eisversetzungen, der Pfeiler zwischen NW. (± O) und + 10,0 (also 3 m über Hochwasser) in seinem vorderen Teile als Eisbrecher mit dreieckigem Querschnitt ausgebildet worden. Die Hauptabmessungen der mit Luftdruck gegründeten Pfeiler sind aus der nachfolgenden Zusammenstellung zu entnehmen.

	Breite		Länge		Bemerkungen
	in Fundamentsohle	am Auflager	in Fundamentsohle	am Auflager	
	m	m	m	m	
1. mittlere Strompfeiler	11,0	5,0	29,7	15,50	Luftdruckgründung vergleiche auch Abb. 5 u. 6 auf Tafel XXIII.
2. äussere Strompfeiler	10,5	4,5	29,7	15,50	
3. linksseitiges Landwiderlager	7,5	3,5	17,5	10,50	

Unter Annahme der Abmessungen des oberen Teiles sind die übrigen Pfeilerdimensionen unter Berücksichtigung des Winddrucks auf die Pfeilerflächen und auf den Überbau sowie unter Annahme eines Grösst-Druckes von 12 kg/qcm für das Mauerwerk und 10 kg/qcm in der Fundamentsohle rechnerisch ermittelt. Die Anordnung sowie die Konstruktion der zur Fundierung verwendeten Caissons im allgemeinen ist aus Abb. 5 u. 6, Taf. XXIII zu ersehen.

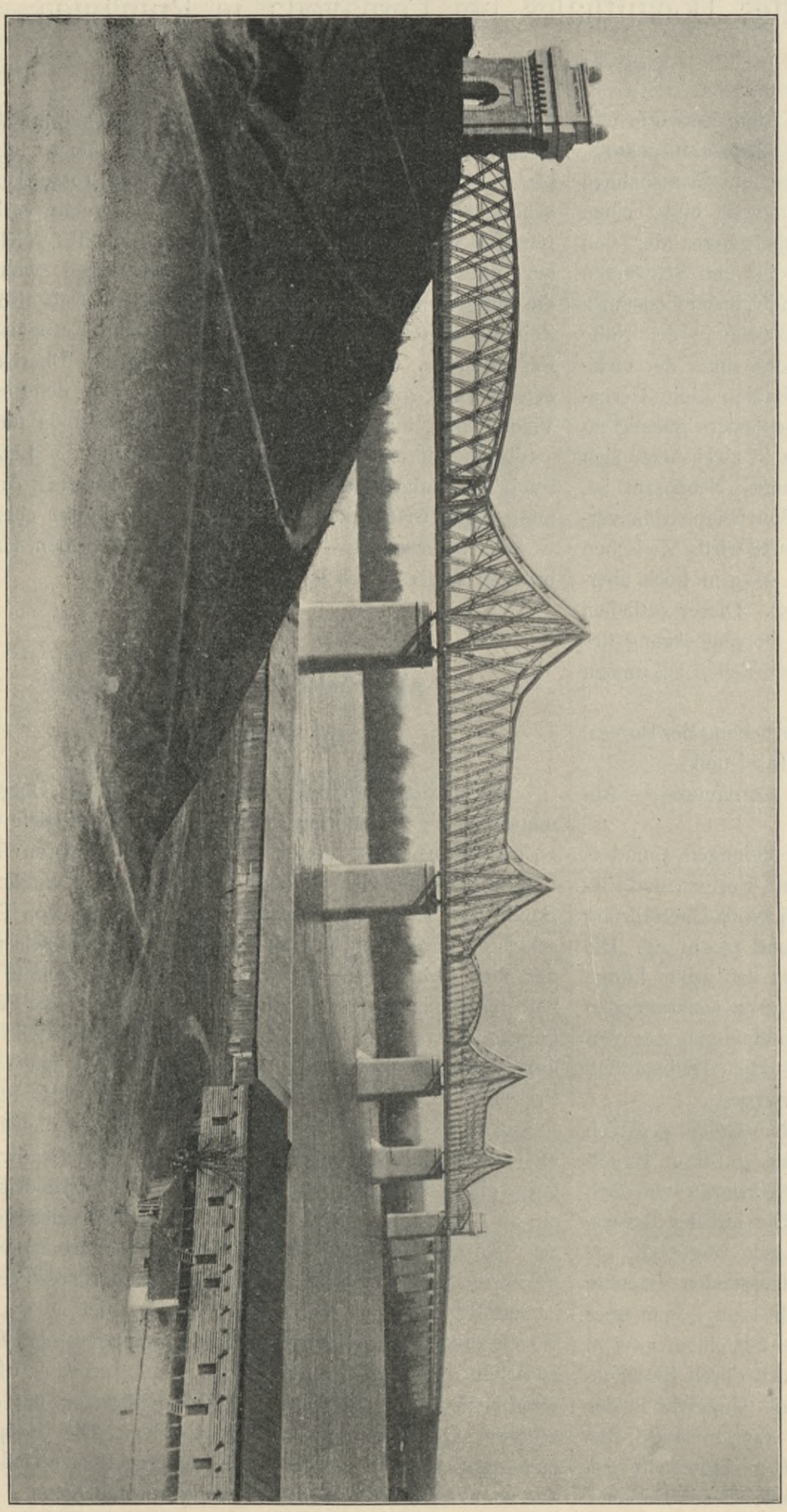


Abb. 190. Gesamtansicht der Hauptstrombrücke bei Cernavoda.

2. Die eisernen Überbauten.

Die Lagerung der Einzelteile der gesamten eingleisig ausgebauten Überbrückung geht aus der Abbildung 190 a hervor. Die Auslegerträger besitzen auf den Mittelpfeilern eine feste und eine bewegliche Auflagerung. Die beweglichen Lager der beiden äusseren eingehängten Träger befinden sich auf den Landpfeilern.

Die Auflagerung der zwischen beiden Auslegern eingehängten Halbparabelträger ist in einer eigenartigen in Abbildung 191 a—f dargestellten Weise ausgeführt. Zuerst war nach dem Vorbilde der Forthbrücke beabsichtigt, die hier notwendigen Gelenke durch Pendelstützen zu bilden. Da jedoch bei der Stützweite des mittleren Trägers von nur 90 m die durch die Anordnung der Pendel ermöglichten Längenänderungen sich als unverhältnismässig gross erwiesen, wurde die Anordnung einfacher Walzenlager gewählt. Es greift der Endständer des Halbparabelträgers mittelst eines schnabelartigen Ansatzes in den Endständer des Kragarmes hinein, sich hier mittelst eines Lagers auf den unteren Knotenpunkt des Kragträgers stützend. Die Druckfläche des Lagerkörpers ist, um kleinere Drehungen bei Wind- und Temperatureinflüssen zu gestatten als Kugelkappe ausgebildet. Beim beweglichen Auflager sind in der Brückenachse verschiebbare Walzen angeordnet. Zur Übertragung der senkrecht zur Brückenachse und in deren Ebene wirkenden Horizontalkräfte sind in der Brückenachse vertikale Zapfen angebracht, welche die kastenförmigen Endquerträger des Kragarmes mit denen der Halbparabelträger verbinden. Am beweglichen Auflager ist dieser Zapfen wiederum in einer länglichen Führung verschieblich.

Die Auslegerträger haben bei der vorerwähnten Gesamtlänge von

240 m und der Stützweite von 140 m, eine Höhe in der Mitte von 17 m, über den Pfeilern von 32 m, an den Anschlüssen der Halbparabelträger von 9,00 m. Der zum Teil geradlinige, zum Teil polygonale Obergurt ist so geführt, dass die Trägerhöhe annähernd den grössten auftretenden Biegungsmomenten proportional ist. Die Ausfachung der Träger ist durch ein doppeltes Netzwerk gebildet, durch welches die Ausleger in je 23 Felder und zwar in 9 Felder von je 10,20 m und 14 Felder von je 7,60—13,00 m Länge geteilt wurden. Nach dem Vorbilde der Forthbrücke sind zur Erreichung grösserer Standsicherheit, sowie zum besseren Widerstande gegen horizontale Kräfte die beiden Hauptträger in einer Neigung von $\frac{1}{10}$ zur Vertikalebene nach Innen geneigt. Desgleichen sind die Untergurte im Grundriss nicht parallel; ihr Schwerpunktsabstand beträgt vielmehr über den Pfeilern 9,00 m und vermindert sich von hier bis nach dem Ende der Kragarme auf 6,50 m. Die 90,00 m Stützweite zeigenden Halbparabelträger sind an den Endständern 9,00 m in der Mitte 13 m hoch. Ihre senkrecht stehenden Hauptträger sind durchgehend 6,50 m, in ihren Schwerlinien gemessen, von einander entfernt. — Die Trägerwände sind auch hier durch doppeltes Netzwerk ausgefacht; die durchgehend gleiche Feldweite ist zu 7,50 m bemessen.

Die Fahrbahn der eingleisig ausgebauten Brücke wird durch in den Endpunkten der Felder fest an den Hauptträger angeschlossene in der Mitte 1,00 m hohe Querträger sowie Längsträger — beide als Blechbalken mit einer Beanspruchung von höchstens 800 kg/qcm ausgeführt — getragen. Ausserdem sind zwischen den Längsträgern in jedem Felde — Abb. 3a Taf. XXIV — 3—4 in Gitterwerk ausgebildete Versteifungen vorgesehen. Die Fahrbahn ist — Abb. 5 Taf. XXIV — nach amerikanischem Muster mit einem aus 7 mm starken trogartigen Blechen gebildeten durchgehenden (98 kg auf 1 qm schweren) Belage abgedeckt. Innerhalb desselben sind die in einem Abstande von 650—680 mm angeordneten Querschwellen verlegt. Die zwischen den Krag- und den eingehängten Trägern entstehende Fuge ist durch eine über die Querschwellen hin-

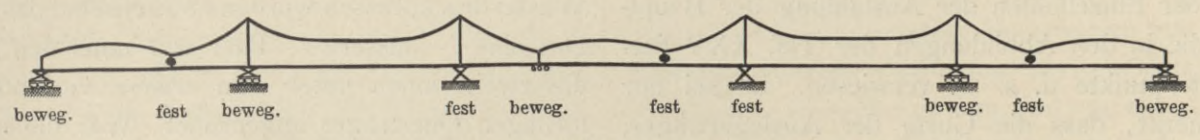


Abb. 190a.

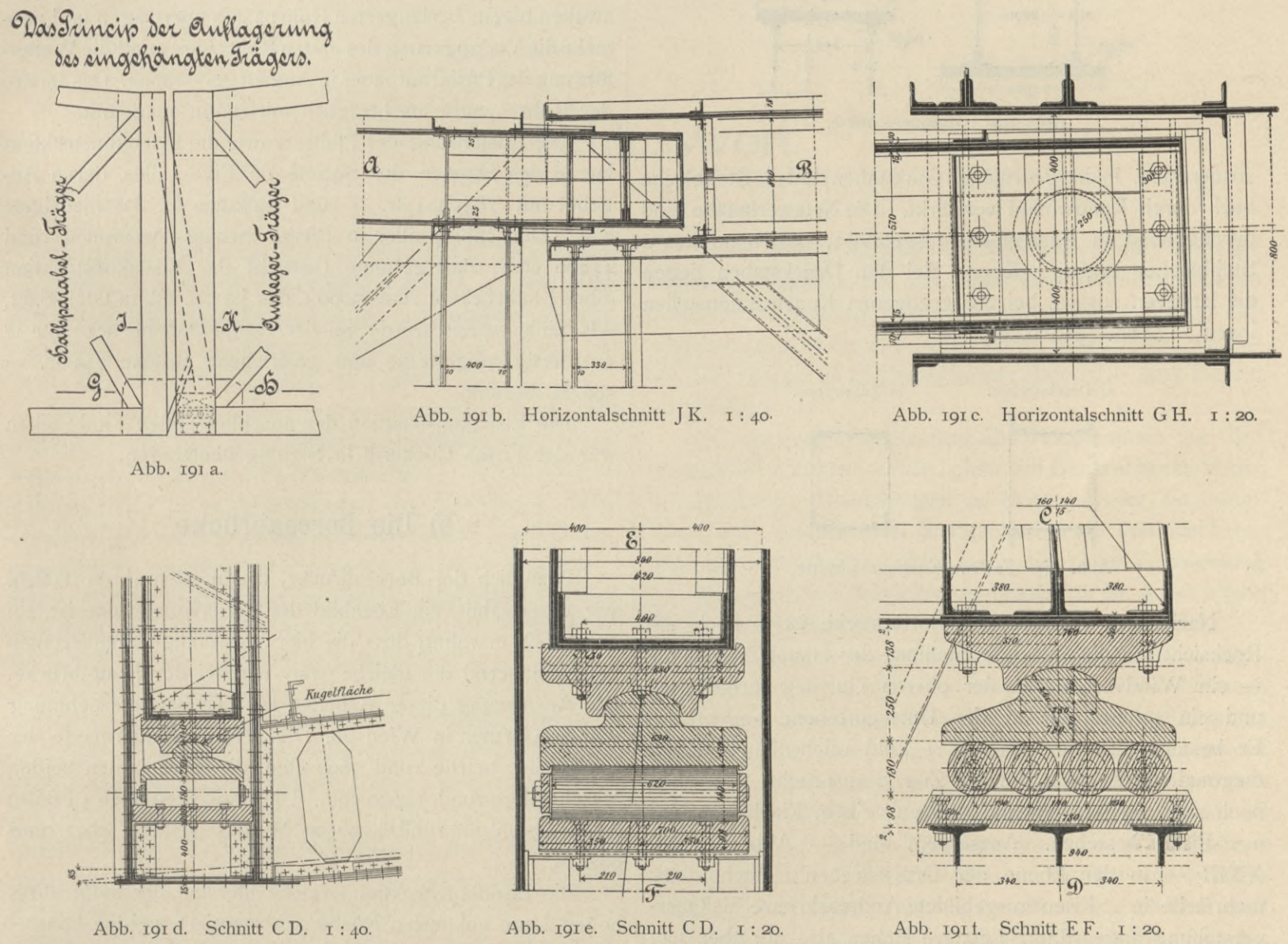


Abb. 191 a. Abb. 191 b. Horizontalschnitt J K. 1 : 40. Abb. 191 c. Horizontalschnitt G H. 1 : 20.

Abb. 191 d. Schnitt C D. 1 : 40. Abb. 191 e. Schnitt C D. 1 : 20. Abb. 191 f. Schnitt E F. 1 : 20.

Abb. 191 a—f. Die bewegliche Auflagerung des eingehängten Mittelträgers der Cernavoda-Brücke.

weggelegte Stahlplatte überdeckt; die Schwellen liegen hier direkt auf dem kastenförmigen Endquerträger auf — Abb. 5d—5e Taf. XXIV —. Die seitlich von den Bahngleisen angeordneten 1,10 m breiten Gehwege werden durch einen eichenen Bohlenbelag gebildet, der auf 2 längs der Brücke laufenden [-Eisen seine Stützung findet. Letztere liegen ihrerseits auf den trogförmigen Belageisen auf — Abb. 5c, Taf. XXIV.

Bezüglich der Einzelheiten der Ausbildung der Hauptträger sei auf die in den Abbildungen der Taf. XXV dargestellten Knotenpunkte u. s. w. verwiesen. Es sei nur noch kurz bemerkt, dass die Gurte der Auslegerträger, deren Spannung zwischen 605 und 1000 t liegt nach der in Abbildung 192a u. b schematisch dargestellten Form kon-

a) Untergurt. b) Obergurt.

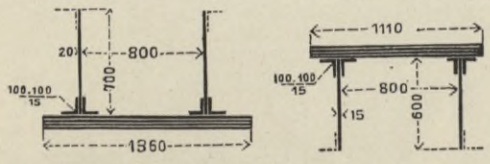


Abb. 192. Gurtquerschnitte.

struiert sind. In den gedrückten Gurtstäben sind die Stehbleche noch durch Randwinkel verstärkt. Die Netzwerkstäbe sind durchgehend in Kastenform ausgebildet, bestehend aus 2 Stehblechen und 4 ∠-Eisen. Bei den Druckstäben liegen die letzteren aussen, bei den gezogenen Konstruktionsteilen innen — Abb. 193a u. b.

a) Druckstreben. b) Zugstreben.

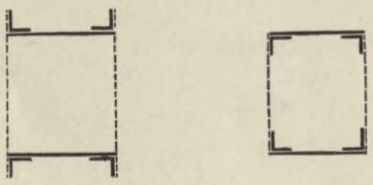


Abb. 193. Fachwerkstabquerschnitte.

Nach dem Vorbilde der Forthbrücke ist — auch mit Rücksicht auf die geneigte Stellung der Haupt-Tragwände — ein Windverband in der oberen Gurtung fortgelassen und ein solcher nur in der Untergurtebene angebracht. Er besteht hier aus über je 1 Feld reichenden Doppeldiagonalen, die zwar nur auf Zug beansprucht, aber dennoch steif ausgebildet sind und aus einem Flacheisen und 2 ∠-Eisen bestehen. Ausserdem sind — Abb. 3, Taf. XXIII — in der Ebene der Druckstreben einfache oder mehrfache in ∠-Eisen ausgebildete Andreaskreuze als Querversteifung angeordnet. Letztere stehen also nur über dem Mittelpfeiler sowie an dem Ende der Kragträger vertikal.

In ähnlicher Weise sind auch die Halbparabelträger konstruiert — Abb. 6 u. 7, Taf. XXV.

3. Die Montage.

Recht bemerkenswert ist die Art, in welcher die beiden grossen Kragträger montiert wurden. Bei der starken Strömung der Donau, der sehr beträchtlichen Wassertiefe und der Höhe der Brückenfahrbahn über dem H. W. von 31,4 m, war an einen Aufbau der Brücke auf festen Gerüsten von vornherein nicht zu denken. Es wurde vielmehr der Träger in seiner ganzen Ausdehnung auf einem verhältnismässig niedrigen in H. W.-Höhe angelegtem Gerüste montiert und mit allmählicher Höherführung der Pfeiler gehoben. Hierzu dienten 4 auf jedem Pfeiler angebrachte hydraulische Pressen, welche sich mit ihrer Unterfläche auf 4 in das Mauerwerk eingebettete eiserne Rohre stützten, eine Belastung des frischen Mauerwerks also vermieden. Die Wasserdruckpressen wurden abwechselnd paarweise benutzt. Das eine — äussere — Paar war unter den Mittelständern, das zweite innen unter dem erstere verbindenden kastenförmigen Querträger angeordnet. War die bezüglich ihrer Gleichmässigkeit durch Ablesung kontrollierte Hebung der Kragträger um die Länge eines Rohres bewirkt, so wurden erstere von dem fertigen Mauerwerk aus vermittelst der seitlich nach Aussen verlängerten Querträger provisorisch durch Holzbalken abgestützt, sodann der Druck auf die Pressen des zweiten bereits verlängerten Rohrpaares übertragen und nunmehr die Verlängerung des ersten Rohrpaares und die Weiterführung des Pfeileraufbaues in Angriff genommen. Das Innere der Rohre wurde nachträglich mit Beton ausgefüllt.

Die Ausführung der Pfeiler sowie die Eisenkonstruktion lag in den Händen der Société de Five Lilles, deren Angebot mit 7845344 fr. = rund 6276300 M. das niedrigste war. Der Inhalt aller 6 Pfeiler betrug zusammen rund 44400 cbm, das gesamte Gewicht der Eisenkonstruktion (ohne Flutbrücken) rund 5000 t, das ist pro lfd. m Gleis 6,6 t. Als Einheitspreis wurde bei der Haupt-Donaubrücke für je 1 t fertig aufgestellte und gestrichene Brücke 745 fr. = 596 M. bezahlt.

Die Eisenkonstruktion der anschliessenden Flutbrücken war der Firma Cockerill in Seraing übertragen.

b) Die Borceabrücke.

Bezüglich der Borceabrücke, die in allen ihren Teilen, wie vorerwähnt, ein Ebenbild der Cernavodabrücke ist, sei kurz noch erwähnt, dass die hier notwendige Fundierungstiefe annähernd die gleiche war wie bei der Hauptbrücke. Die Ausführung dieser Arbeiten lag der Bauunternehmung von E. Gärtner in Wien ob. Die gesamte Mauermasse der Landpfeiler betrug rund 7690 cbm, diejenige in den beiden Mittelpfeilern rund 12640 cbm. Die Baukosten aller 4 Pfeiler beliefen sich auf rund 1796000 M., das ist für 1 cbm rund 88,8 M.

Die Eisenkonstruktion, welche hier bei der nicht allzuhohen Lage auf festen Rüstungen montiert werden konnte, wurde von der Firma Schneider & Co. für die Summe von 432 M. für 1 t fertiger Brücke einschliesslich Aufstellung und Anstrich geliefert. Ihr Gesamtgewicht beläuft sich auf rund 2600 t, das ist pro lfd. m Gleis rund 6,2 t.

Bezüglich der für die Berechnung der Brückenkonstruktion vorgeschriebenen Belastung sei erwähnt, dass dieselbe aus einem Eisenbahnzuge von 3 vierachsigen Lokomotiven nebst dreiachsigen Tendern und einer ausreichenden Anzahl zweiachsiger Güterwagen bestand. Die Achsenbelastung der Lokomotiven war zu je 13 t, die der Tender zu je 10 t, die der Güterwagen zu je 8 t angegeben. Der Zug war so zusammen zu stellen, wie es in jedem Einzelfalle die

ungünstigsten Belastungsweisen für die zu berechnende Spannung erforderte. Es befanden sich demgemäss die Maschinen bald in der Mitte, bald am Anfang des Zuges.

Das Eigengewicht, erst schätzungsweise und gleichmässig verteilt angenommen, wurde später genauer berechnet und auf Grund seiner z. T. recht ungleichmässigen Verteilung die Spannungen ermittelt. Der Wind war mit einem Druck von 270 kg/qm bei unbelasteter und 180 kg/qm bei belasteter Brücke einzuführen. Ausser den unter dieser Belastung gefundenen Hauptspannungen waren bei der beträchtlichen Länge der Stäbe noch die durch das Eigengewicht hervorgerufenen Biegungsbeanspruchungen zu berücksichtigen, wodurch sich bei den Auslegerträgern recht beträchtliche Zusatzspannungen ergaben. Als zulässige Beanspruchung von nur in einem Sinne belasteten Stäben waren 1000 kg/qcm zugelassen, welche Zahl bei gleichzeitiger Einwirkung des Windes sich auf 1200 kg erhöhte.

Bei den sowohl gezogenen als auch gedrückten Gliedern, wurde die zulässige Beanspruchung nach der Formel

$$\sigma = 900 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{S_{min.}}{S_{max.}}\right)$$

bestimmt. Für Berechnung der Knickfestigkeit waren die Tetmajer'schen Formeln massgebend.

Als Material für den Überbau der grossen Brückenöffnungen wurde basisches Martinseisen von 42—48 kg/qmm Festigkeit und 20 % Dehnung, also ein mittelhartes Material verwendet. Dasselbe ist zum Teil von der „Gute Hoffnungshütte" zu Oberhausen-Sterkrade, zum Teil von den Creuzot'schen Werken geliefert worden und hat allen gestellten Anforderungen voll entsprochen.

V. Schlusswort.

Es dürfte noch erübrigen, darüber einige Mitteilungen zu geben, an welchen Verwaltungsstellen in der österreichisch-ungarischen Monarchie und in Rumänien die Originalpläne der besprochenen Brückenbauten liegen, von denen also Zeichnungsabzüge zu erhalten sind.

Bezüglich Österreichs sei von vornherein darauf hingewiesen, dass der hier geltende Geschäftsgang zur Erlangung irgendwelcher Zeichnungskopien u. dergl. die Vermittelung des k. k. Ministeriums des Äussern zu Wien erfordert. Nur mit Genehmigung dieses können Zeichnungen ausgeführter staatlicher Brückenbauten oder vorliegender Entwürfe an ausländische Ingenieure abgegeben werden. Als sehr zweckmässig dürfte sich hierbei die Vermittelung der deutschen Botschaft zu Wien empfehlen.

Soweit die Bauten der k. k. österreichischen Staatsbahnen in Frage kommen, wird eine bezügliche Auskunft am besten von dem k. k. Eisenbahn-Ministerium (Departement 19) zu Wien erfordert, welches gegebenen Falles die Zeichnungsabzüge von den ihr unterstellten k. k. Eisenbahndirektionen bezw. der Baudirektion der Wiener Stadtbahn einzieht. — Bei den Privat-Eisenbahngesellschaften empfiehlt sich ein direkter Verkehr mit diesen. Es sind jedoch von denselben in der letzten Zeit wenig bemerkenswertere Brückenbauten zur Ausführung gelangt.

Da eine sehr grosse Anzahl der wichtigeren Strassenzüge in Österreich in staatlichem Besitze stehen, und seit den letzten Jahren im k. k. Ministerium des Innern — Departement 14 — ein besonderes Centralbureau für den Bau von Strassenbrücken eingerichtet ist, so dürfte dieses in der Lage sein, auf dem oben genannten Geschäftswege durch die Hand des k. k. Ministeriums des Äusseren jede Auskunft über neuere Strassenbrücken grösserer Bedeutung zu erteilen.

Soweit Brückenbauten in städtischem Besitze in Frage kommen, empfiehlt es sich, mit den Stadtverwaltungen direkt in Verbindung zu treten. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass es nur in seltenen Fällen möglich sein wird — bei dem Mangel an diesbezüglichem Material — hier Kopien zu erlangen.

In Ungarn, woselbst fast alle Hauptbahnen zur Zeit in staatlichem Besitze stehen, giebt die Generaldirektion der k. ungarischen Staatsbahnen zu Budapest, der ein besonderes, weit ausgedehntes Brückenbaubureau untersteht, bereitwilligst Auskunft. Wenn auch hier eine Vermittelung der diplomatischen Behörden zu empfehlen ist, so ist solche doch nicht so unbedingt notwendig wie in Österreich.

Die Strassenbrücken Ungarns unterstehen dem k. ungarischen Handelsministerium zu Budapest, und zwar befassen sich hier zwei besondere Abteilungen mit ihnen; die eine ist nur in Bezug auf alle diejenigen Brücken zuständig, welche die Donau übersetzen; die andere beschäftigt sich mit allen anderen bedeutenderen Strassenbrücken des Landes. Es sei jedoch bemerkt, dass im Handelsministerium im allgemeinen nur die generellen Entwürfe, sowie ein Ausführungsexemplar vorliegen und Kopien auch hier schwer zu erhalten sind.

In Rumänien kommen nur Eisenbahnbrücken in Frage. Die hier zuständige Behörde ist die Generaldirektion der rumänischen Staatsbahnen zu Bukarest, welcher ein besonderes Brückenbaubureau unterstellt ist. Es empfiehlt sich, mit ersterer sich in direkte Verbindung zu setzen.

Zum Schlusse sei auf die in der Einleitung genannten Brückenbauanstalten noch besonders verwiesen, da dieselben nicht nur ein sehr reiches Material besitzen, sondern dasselbe auch bereitwilligst zur Verfügung stellen dürften.

VI. Litteratur-Nachweisung.

Abkürzungen: O. Z. = Zeitschrift des österreichischen Ingenieurs- und Architekten-Vereins.
M. ö. B. = Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst (Amtliches Fachblatt herausgegeben im k. k. Ministerium des Innern).
A. B. = Allgemeine Bauzeitung.
D. B. = Deutsche Bauzeitung.
Schw. B. = Schweizerische Bauzeitung.
C. d. B. = Centralblatt der Bauverwaltung.
H. Z. = Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover.

A. Gesetzliche Verordnungen über die Berechnung und Herstellung, sowie das Material u. s. w. eiserner Brücken.

1. Verordnung des österr. Handelsministeriums vom 15. September 1887, betreffend die Sicherheitsrücksichten, welche bei Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtsstrassenbrücken zu beobachten sind. (Österr.) Reichsgesetzblatt 1887. S. 413. Nr. 109.
2. G. Zampis, Die Brückenverordnung des k. k. österr. Handelsministeriums vom 15. September 1887, nebst dem Entwurfe einer Instruktion für die Erprobung und Instandhaltung der Brücken. Wien 1888.
3. M. v. Leber, Die neue Brückenverordnung des k. k. Handelsministeriums und ihre technische Begründung. Wien 1888.
4. Hilfs-Tabellen für die Berechnung eiserner Träger mit besonderer Rücksichtnahme auf Eisenbahn- und Strassenbrücken, berechnet und herausgegeben von Carl Stöckl und Wilhelm Hauser. II. Auflage. Wien 1898. Theil IV enthaltend die gesamten Bestimmungen zur Berechnung und Herstellung der eisernen Eisenbahn- und Strassenbrücken in Österreich, nebst einem Anhange: Auszug aus den Vorschriften für die Berechnung der eisernen Brücken auf den kgl. ungarischen Staatseisenbahnen.

4a. Ein Auszug aus den Bestimmungen über die Berechnung der Strassenbrücken in Ungarn befindet sich am Schlusse des in C unter Nr. 17) angegebenen Aufsatzes über die neue Theissbrücke zu Tokay von Robert von Totth. Ö. Z. 1897. S. 593—597.

5. Bericht des Brückenmaterial-Comités über die Verwendung des Flusseisens zu Brückenkonstruktionen von Fr. Bischoff. Ö. Z. 1891. S. 63—73.
6. Hierzu gehörend: Fachwissenschaftliche Erörterungen zu den Berichten des Brückenmaterial-Comité's über die durchgeführten Versuche mit genieteten Trägern aus Fluss- und Schweisseisen von E. Brick. Ö. Z. 1891. S. 73—110.
7. Verordnung des k. k. Handelsministeriums, betreffend die Verwendung des im basischen Martinverfahren erzeugten Flusseisens bei Brückenkonstruktionen für Eisenbahnen; abgedruckt in dem unter Nr. 4 erwähnten Tabellenwerke von C. Stöckl und W. Hauser. II. Auflage, S. 229 und in der Ö. Z. 1892. Nr. 7. S. 110.
8. Grundsätzliche Bestimmungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken in der vom k. k. Handelsministerium genehmigten Fassung. Ö. Z. 1893. S. 139.
9. Die Verwendung von Flusseisen für Brücken in Österreich. Stahl und Eisen 1890. S. 20.

B. Aufsätze allgemeineren Inhaltes über die Herstellung von eisernen Brücken in Österreich und Ungarn, sowie über ausgedehntere Gesamtanlagen.

1. Die Strassenüberbrückungen der Budapester Verbindungsbahn. H. Z. 1877. S. 697.
2. Die eisernen Brücken der Strecke Temesvar—Karansebes—Orsowa. A. B. 1880. S. 22.
3. Zum gegenwärtigen Stande des Brückenbaues von Fr. Steiner. Ö. Z. 1883.
4. Über Herstellung eiserner Brücken von Fr. Rautschka. Ö. Z. 1884. S. 145.
5. Der Unterbau und die Brücken der Arlbergbahn. Vortrag von Ludwig Huss. Ö. Z. 1884. S. 84.
6. Denkschrift der k. k. Generaldirektion der österr. Staatsbahnen über den Fortschritt der Projektierungs- und Bauarbeiten der Arlbergbahn. Schluss. Wien 1890. S. 31—36.
7. Die Verstärkung eiserner Brücken in Österreich von L. Huss. Ö. Z. 1889. S. 59—66.
8. Die eisernen Bahnbrücken und deren Durchbildung von J. Zuffer. Ö. Z. 1895. Nr. 42. S. 493—495.
9. Brückenauswechselungen der ungarischen Staatsbahn. Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenb.-Verwaltg. 1897. S. 271.
10. Ein Beitrag zur Berechnung der Strassenbrücken mit Berücksichtigung der österreichischen Brückenverordnung vom 15. Sept. 1887 von Fr. Steiner. Ö. Z. 1896. S. 177.
11. Statistische Aufzeichnungen über die Eisenkonstruktionen der seit dem Jahre 1879 in Tirol und Vorarlberg ausgeführten eisernen Strassenbrücken. M. ö. B. 1897. S. 167.
12. Die Wiener Stadtbahn. Vortrag von Fr. Bischoff. Edler von Klammstein. Ö. Z. 1897. Nr. 1 S. 1—9 und Nr. 2 S. 17—26.
13. Die Viadukte bei Drum und Neuschloss auf der Nordböhmischen Transversalbahn von H. Roschke. Ö. Z. 1899. S. 49—51.
14. Eiserne Brückenbauten in der Österreichisch-Ungarischen Monarchie von M. Foerster. Stahl und Eisen 1899. Nr. 3.

C. Einzelausführungen eiserner Brücken.

a) Balkenbrücken.

1. Die Brücke über die Ötzthaler Ache im Zuge der Arlbergbahn. Österr. Eisenbahnztg. 1883. S. 337. Halbparabelträger von 81,8 m St. W.

2. Der Trisana-Viadukt der Arlbergbahn. C. d. B. 1884. S. 93. (Halbparabelträger von 120 m St. W. — grösste Balkenbrücke der österr.-ungar. Monarchie.)
3. Brücke über die Donau zu Pressburg. D. B. 1891. Nr. 5. S. 30. (Strassen- und Eisenbahnbrücke. Fachwerkträger von 72,3, 88,4 und 72,5 m L. W.)
4. Die Donaubrücke bei Krems. Wochenbl. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1888. S. 293. Desgl. C. d. B. 1889. S. 128—129. (Halbparabelträger von 4 × 81,9 + 2 × 61,55 m St. W.)
5. Der Moldau-Viadukt bei Cervena von Oskar Meltzer. A. B. 1892. S. 65, 73 u. 89.
6. Die Montierung des Cervena-Viaduktes von Oskar Meltzer. Ö. Z. 1890. Heft II. S. 62—70.
7. Die Moldauthalbrücke bei Cervena von G. Mehrtens. Stahl und Eisen 1893. Nr. 6.
8. Die architektonische Ausschmückung der neuen Franz Karl-Brücke über die Mur in Graz von R. Bakatowits. A. B. 1892. S. 71—72.
9. Die Auswechselung der Pfeiler des Iglava-Viaduktes bei Kanitz-Eibenschütz von Franz Pfeuffer. Ö. Z. 1893. Nr. 49. S. 645—652.
10. Die neue Donaubrücke bei Gran von J. Melan. Ö. Z. 1894. Nr. 38. S. 453—455.
11. Die Rekonstruktion der Murbrücke (Eisenbahnbrücke) bei Leoben im Zuge der Linie Bruck—Leoben von Ferd. Holzer. Ö. Z. 1894. Nr. 24. S. 325—330. (Parallelfachwerkträger mit oben liegender Fahrbahn und gezogenen Diagonalen über 2 Felder. St. W. 73,44 m.)
12. Die Egerbrücke in Saaz von W. Weingärtner. M. ö. B. 1896. S. 241. (Halbparabelträger von 61,20 m. St. W. mit doppeltem Fachwerke; der Aufsatz enthält in der Einleitung interessante Mitteilungen über ältere böhmische Kettenbrücken, insbesondere über die durch den Neubau beseitigte 1826—27 erbaute Saazer Hängebrücke, die erste derartige Konstruktion in Böhmen.)
13. Strassenbrücke über den Elbefluss in Jaromer. M. ö. B. 1895. S. 314. (Halbparabelträger von 45,75 m St. W.)
14. Der Umbau der Donaubrücke zwischen Stein und Mautern. M. ö. B. 1895. S. 68, 100, 154 u. 315.
14a. Die Eröffnung der neuen Donaubrücke in Stein. Ö. Z. 1895. Nr. 21. S. 306—307.
15. Die Franz Joseph-Brücke zu Budapest von Julius Seefehlner. Zeitschrift für Architektur und Ingenieur-Wesen 1898. Heft III. S. 193—236. Auch als Sonderabdruck erschienen Hannover 1898. Desgl. von M. Paul. Ö. Z. 1897. S. 124—127. Stahl und Eisen 1898. Nr. 3. Génie civil 1897. Bd. XXXI, Nr. 2, S. 17. D. B. 1895. S. 339 u. s. w.
16. Uber die Arbeiten zur Umwandlung des Wiener Donaukanales in einen Handels- und Winterhafen. Vortrag v. Sigmund Taussig. Ö. Z. 1897. Nr. 14 u. 15. Auch als Sonderabdruck — Wien 1897 — erschienen. Brückenbaulich bietet der Aufsatz Interesse wegen der in demselben beschriebenen Balkenbrücke, welche den horizontalen Druck des Nadelwehres z. T. übernimmt und zur Bedienung des Wehres dient.
17. Die neue Theissbrücke bei Tokay von Robert v. Totth. Ö. Z. 1897. Nr. 44. S. 593—597.
18. Der Bau einer neuen Brücke über den Oderfluss bei Schönbrunn. M. ö. B. 1897. Heft 11. S. 536. Arbeitsvergebung und Kosten.
19. Die neue Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lobositz von H. Rosche. Ö. Z. 1898. Nr. 43. S. 617—619. (3 Halbparabelträger von je 72,3 m L. W.)
20. Die eisernen Gerüstbrücken der Lokalbahn Waidhofen—Gaming. Ö. Z. 1899. Nr. 8. S. 113.
21. Die eisernen Balkenbrücken (besprochen sind nur die „Blechbalken"-brücken) der Wiener Stadtbahn. Vortrag von S. Kulka. Ö. Z. 1898. Nr. 20. S. 313—317.

b) Bogenbrücken.

1. Die (Eisenbahn-)Brücke über die Theiss bei Szegedin. Zeitschrift für Bauwesen 1861. S. 303—653.
Desgl. Annales des ponts et chaussées 1859. I. S. 334.
2. Die Margarethenbrücke zu Budapest. Ö. Z. 1874. S. 229. H. Z. 1876. S. 381. Zeitschrift für Baukunde 1880. S. 191.
3. Die Tegetthof-Brücke in Wien. A. B. 1877. S. 12.
4. Neue Strassenbrücke über die Mur in Graz. Mitteilungen des Polyt. Klubs in Graz. 1882. S. 1—25.
5. Strassenbrücke über die Theiss in Szegedin von Fr. Steiner. Ö. Z. 1883. S. 7.
6. Donaukanalbrücke der Wiener Verbindungsbahn. A. B. 1886. S. 101.
6a. Desgl. Belastungsprobe. Ö. Z. 1884. S. 335.
7. Die neue Bogenbrücke über die Cserna in Herkulesbad (Ungarn) von Fr. Pfeuffer. A. B. 1889. S. 9. (2 Gelenk-Bogenbrücke von 32,0 m St. W. mit doppeltem Gitterwerk und aufgesetzten Ständern zum Tragen der Fahrbahn.)
8. Die Strassenbrücke über die Noceschlucht bei Giustina in Südtirol von R. v. Gabriely. Ö. Z. 1889. III. Heft. S. 71—73. Desgl. C. d. B. 1890. Nr. 22. S. 220—221.
9. Die Konkurrenz für den Umbau der Franzens-Brücke in Wien. Ö. Z. 1896. Nr. 22. S. 350—351; nach dem Entwurfe von F. Pfeuffer soll eine Bogenbrücke von 53,0 m L. W. ausgeführt werden.
10. Die Leobener Murbrücke im Zuge der Italienischen Reichsstrasse von L. Wallbaum. A. B. 1897. S. 136—143.
11. Der Umbau der Braunau-Limbacher Innbrücke von L. Petri. M ö. B. 1896, S. 444 und 1897, S. 513 u. 554. (Bogenbrücke von Österreich u. Bayern gemeinsam nach dem Entwurf der Maschinenbauaktien-Gesellschaft Nürnberg erbaut. Träger mit aufgenommenem Horizontalschube. St. W. 5 × 54,0 m.
12. Die eiserne Bogenbrücke über die Döblinger Hauptstrasse im Zuge der Gürtellinie der Wiener Stadtbahn von Carl Stöckl. Ö. Z. 1897. Nr. 26, S. 405—409 und Nr. 27, S. 413—415.
13. Eiserne Brückenbauten in der österreichisch-ungarischen Monarchie von M. Foerster. Stahl und Eisen 1899. Nr. 3.

c) Hängebrücken.

1. Die Verstärkung der Rudolfs Kettenbrücke über den Wienfluss von G. Zampis. Ö. Z. 1888. S. 71—73.
2a. Der internationale Wettbewerb um Entwürfe für 2 Staatsstrassenbrücken über die Donau in Budapest. D. B. 1894. S. 282—283 u. 353—354.
2b. Der Wettbewerb um 2 Strassenbrücken in Budapest von A. W. Czako. C. d. B. 1894. S. 234, 295, 301, 305, 322, 325, 342, 357, 361, 378, 392, 436 u. 445.
2c. Der internationale Wettbewerb um zwei in Budapest zu erbauende Strassenbrücken über die Donau von A. Zschetsche. Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure. Bd. XXXVIII. Berlin 1894.
3. Die Auswechselung von Kettengliedern an der Egerbrücke bei Ellbogen von W. Weingärtner. M. ö. B. 1895. S. 181.
4. Verstärkungsplan für die Kaiser Franz Joseph-Kettenbrücke zu Prag (System Ordish Lefeuvre) von M. am Ende. Ö. Z. 1896. Nr. 33. S. 480—482.
5. Einsturz einer Kettenbrücke über die Ostranitza zwischen Mährisch- und Polnisch-Ostrau. D. B. 1896. S. 455.
6. Die Schwurplatzbrücke in Budapest. Vortrag v. Kübler. D. B. 1895. Nr. 36. S. 231. (Im besonderen wird hier der Nachweis der grösseren Kosten einer Ketten- gegenüber einer Kabelbrücke für die vorliegende Brücke erbracht.)
7. Die Schwurplatz-Donaubrücke in Budapest von Alois Meissner. M. ö. B. 1899 Heft IV. S. 151.
Desgl. Schw. B. 1897. Bd. 29. S. 148. Stahl und Eisen 1897, Nr. 12 (Hängebrücken der Neuzeit von G. Mehrtens); sowie Stahl und Eisen 1899, Nr. 3 von M. Foerster.

D. Massive Brückenbauten.

a) Allgemeine Aufsätze.

1. Bericht des Gewölbeausschusses des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Ö. Z. 1895. Nr. 20—34.
2. Über die Berechnung grosser gewölbter Brücken von Sigmund Kulka. Ö. Z. 1894. Nr. 29. S. 365—369 u. Nr. 30. S. 377—381.
3. Über die Berechnung der Beton-Eisenkonstruktionen von J. Melan. M. ö. B. 1896. S. 465.
4. Der Unterbau und die Brücken der Arlbergbahn. Vortrag von Ludwig Huss. Ö. Z. 1884. S. 84.
5. Denkschrift der k. k. Generaldirektion der österr. Staatsbahnen über den Fortschritt der Projektierungs- und Bauarbeiten der Arlbergbahn. Schluss. Wien 1890. S. 31—36.
6. Die Wiener Stadtbahn. Vortrag von Fr. Bischoff, Edler von Klammstein. Ö. Z. 1897. Nr. 1. S. 1—9 u. Nr. 2, S. 17—26.

b) Gewölbe aus natürlichen Steinen und Ziegeln.

1a. Der Einsturz der Prager Karlsbrücke von Fr. v. Rziha. C. d. B. 1890 S. 402—403.

1b. Die Karlsbrücke in Prag und deren Erhaltung von G. Sonkup. A. B. 1896. S. 17—21 (mit geschichtlicher Einleitung).

2. Die Ausführung der Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn von G. Mehrtens. D. B. 1886. Nr. 5. S. 25—27.
Desgl. Ö. Z. 1882, Heft 1; 1884, Heft 3. C. d. B. 1884, S. 249. Vgl. auch die obigen Angaben unter D. a 4 u 5.

3. Mitteilungen über die grossen gewölbten Brücken der k. k. Staatsbahn Stanislau—Woronienka von L. Huss. Ö. Z. 1893. Nr. 42. S 545—551. Auch als Sonderabdruck erschienen. Wien 1893.

4. Die Bauvollendung der grossen gewölbten Brücken der k. k. Staatsbahn Stanislau—Woronienka von Ludwig Huss. Ö. Z. 1894. Nr. 46. S. 533—535. Auch als Sonderabdruck — Wien 1894 — erschienen.

5. Die Pruthbrücke bei Jaremcze. D. B. 1895. S. 57—58.

6. Neubau der gewölbten Heiligkreuzbrücke über den Illfluss bei Feldkirch in Vorarlberg. M. ö. B. 1898. Heft IV. S. 157. (Halbkreisgewölbe von 19,0 m L. W., erbaut an Stelle einer noch aus dem 13. Jahrhundert stammenden Brücke.)

7. Der gemauerte Viadukt der Wiener Stadtbahn — vgl. die vorstehende Litteraturangabe D. a 6.

c) Beton und Beton-Eisenbauten.

1. Radlstegbrücke über den Lavantfluss in Wolfsberg (Kärnthen). M. ö. B. 1895. S. 310. (Reine Betonbrücke von unerheblichen Abmessungen.)

2. Bau der Beton-Eisenbrücke über die Neutra bei Neuhäusel (System Robert Wünsch) von Jos. Schuster. Ö. Z. 1893. Nr. 21. S. 305—308.

3. Die Kaiserbrücke in Sarajevo (System Robert Wünsch). Ö. Z. 1898. Nr. 36. S. 530—533. (St. W. 25,36 m.)

4. Die neue Schwimmschulbrü ke n Steyı (System Melan) von J. Melan. Ö. Z. 1898. Nr. 51. S. 745—749. Auch als Sonderabdruck — Wien 1898 — erschienen.

5. Betoneisenbrücke nach Bauart Melan über den Klokuczabach in Czernowitz (Bukowina). M. ö. B. 1896. S. 369.

6. Beton-Eisenbrücke (System Melan) auf Schloss Eichhorn in Mähren von J. Melan. M. ö. B. 1899. Heft II. S. 62. (L. W. 17,55 m. Pfeil 6,00 m).

E. Hölzerne Brücken.

1. Hölzerne Gitterbrücken in Galizien von M. Ritter von Thullie. Ö. Z. 1897. Nr. 23. S. 361—364.

F. Die Überbrückung des Donauthales bei Cernavoda in Rumänien.

Aus der grossen Anzahl der Veröffentlichungen seien angeführt:

1. Die Donaubrücke bei Cernavoda in Rumänien. C. d. B. 1890. S. 175 bis 177.

2. Die Donaubrücke in Cernavoda. Schw. B. 1888. Bd. XII. S. 126 und 152.

3. Die Donaubrücke bei Cernavoda von J. Melan. Ö. Z. 1890. Heft I. S. 32—37.

4. Desgl. von J. Melan. Ö. Z. 1895. Nr. 44. S. 517—524.

5. Die Einweihung der neuen Donaubrücke bei Cernavoda. D. B. 1895. S. 502.

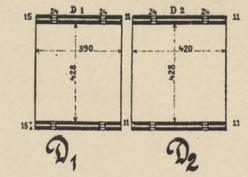
6. Der Donauübergang Fetesti-Cernavoda in Rumänien von E. Gärtner. A. B. 1896. II Heft. S. 25—36. Im besonderen sind hier die Fundierungen der Pfeiler eingehend behandelt.

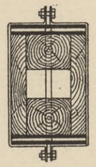
Tafel I.

Donaubrücke zwischen Stein und Mautern.

Abb. 1a u. 1b Ansicht und Grundriß 1:1000

Abb. 3h. Abb. 3i.





Nietschema.
20 mm. Durchm.
18 „
15 „
16 „ Schraubenloch.

Abb. 5d
Diagonalen Verstärkung

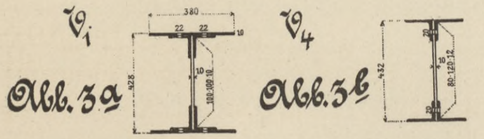


Abb. 3a Abb. 3b

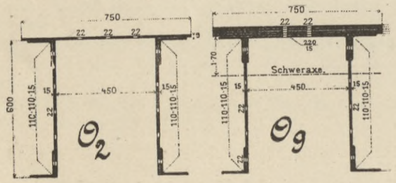


Abb. 3c u. 3d

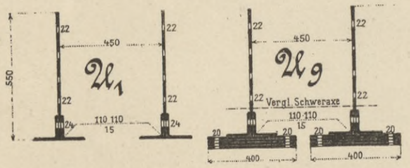


Abb. 3e u. 3f

Abb. 3a – 3k
Stabquerschnitte

Abb. 3g.

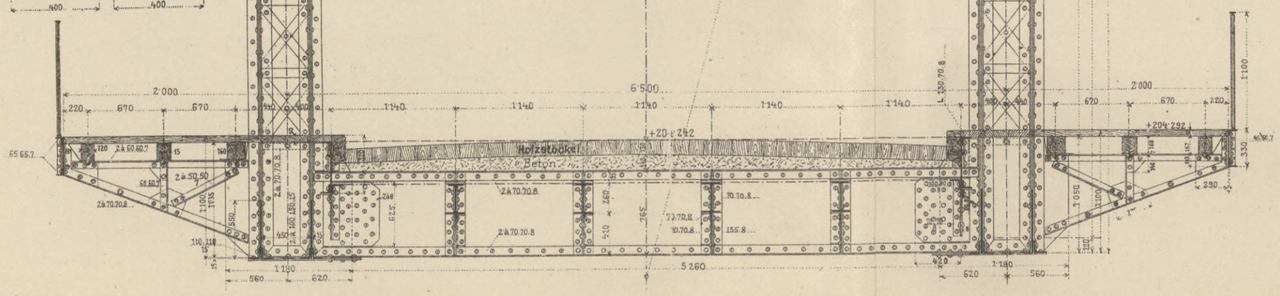


Abb. 2
Querschnitt durch die Brücke im ersten Felde
Maßstab
1 m = 2,45 cm

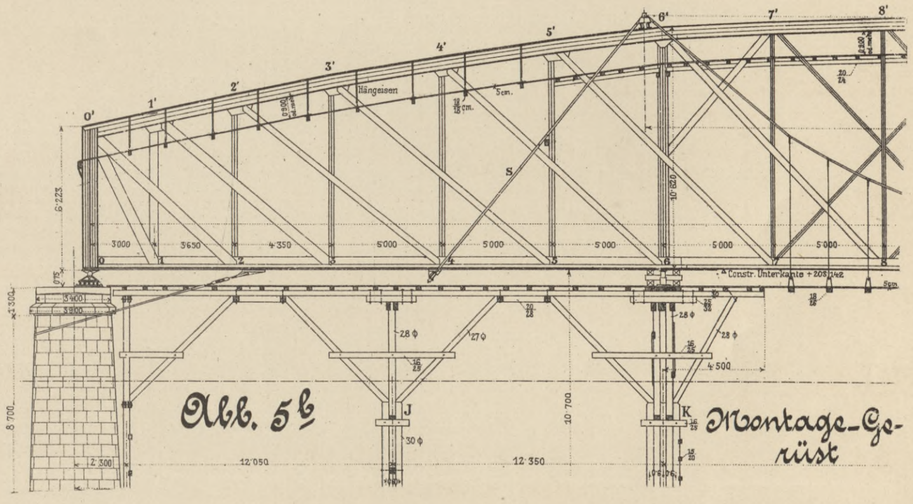


Abb. 5b Montage-Gerüst

Fahrbahnanordnung. Abb. 4a u. 4b

Abb. 4a Fahrbahnrandträger

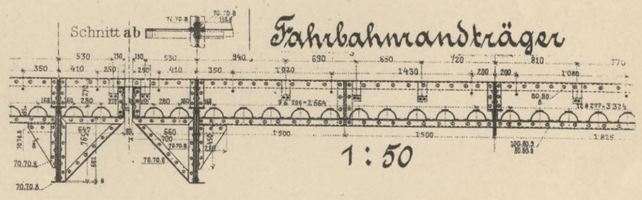
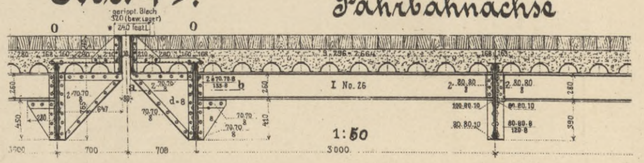


Abb. 4b. Längsschnitt durch die Fahrbahnachse



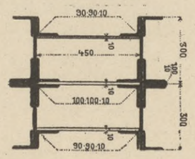
V8 u. 9 Abb. 5c

Vertikalen Verstärk.

Abb. 5a – 5d
Montage von Öffnung III.

Abb. 5a

Abb. 3k



Portalständer V0

Tafel II.

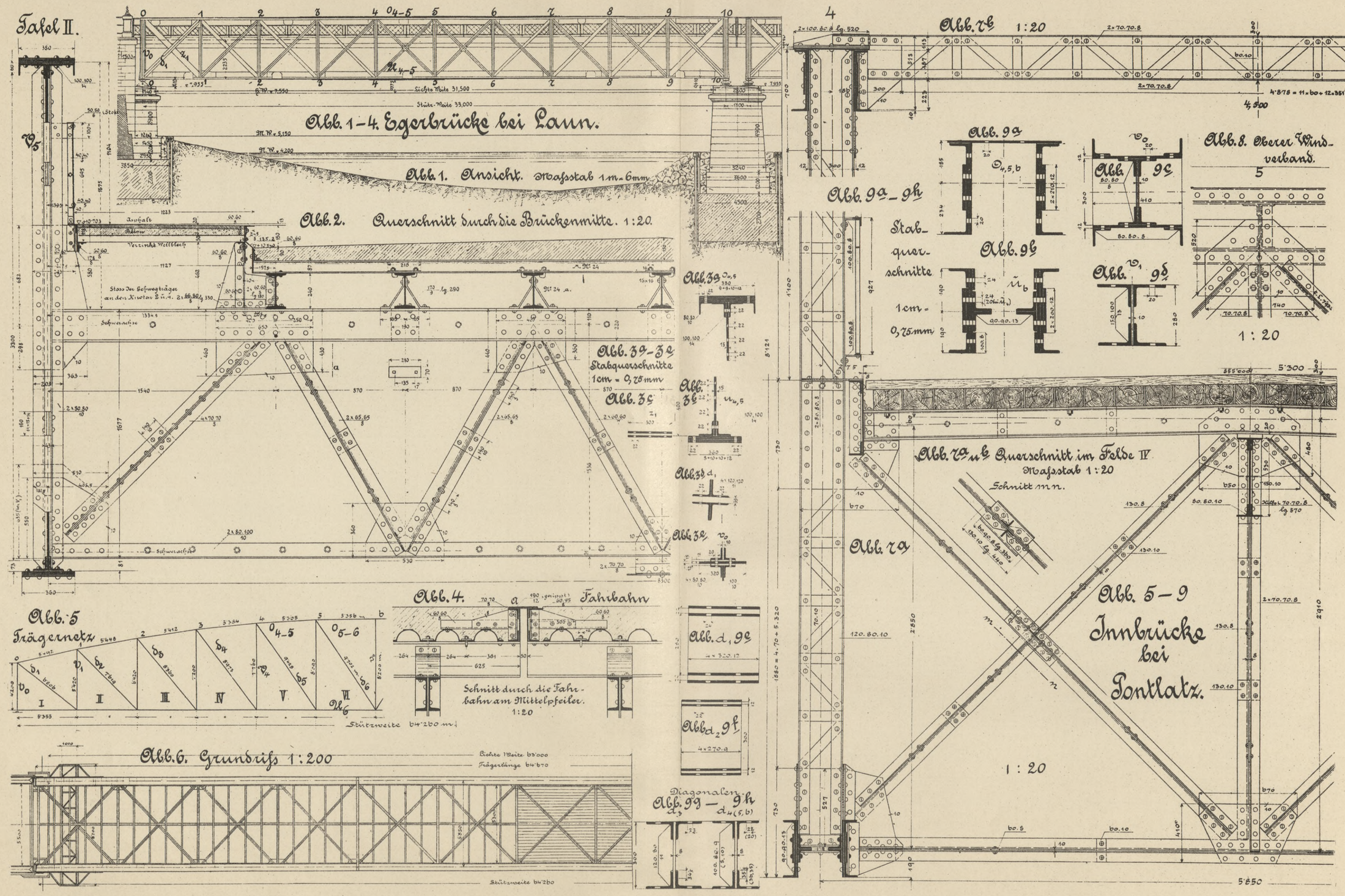


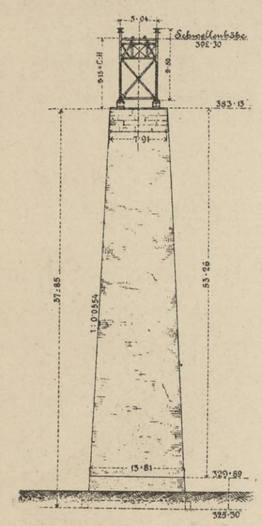
Abb. 1–4. Egerbrücke bei Laun.
Abb. 1. Ansicht. Maßstab 1 m = 6 mm.
Abb. 2. Querschnitt durch die Brückenmitte. 1:20.
Abb. 3a–3e Stabquerschnitte 1 cm = 0,75 mm
Abb. 4. Fahrbahn
Schnitt durch die Fahrbahn am Mittelpfeiler. 1:20
Abb. 5 Trägernetz
Abb. 6. Grundriß 1:200
Abb. 7a–7b 1:20
Abb. 7a–7k Querschnitt im Felde IV Maßstab 1:20
Schnitt mn.
Abb. 8. Oberer Windverband.
1:20
Abb. 9a–9k Stabquerschnitte 1 cm = 0,75 mm
Abb. 5–9 Innbrücke bei Pontlatz.
1:20
Diagonalen Abb. 9g – 9k

Tafel III.

Viaduct über die Moldau bei Cervena.

Abb. 1. Gesammtansicht des Bauwerkes.

Abb. 2. Querschnitt A-B



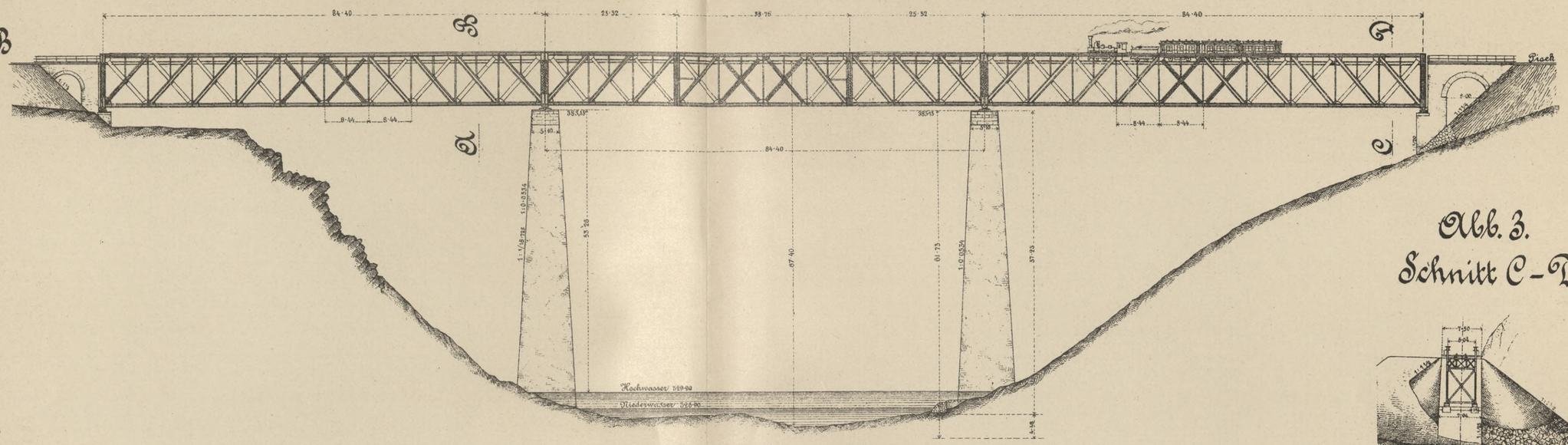


Abb. 3. Schnitt C-D.

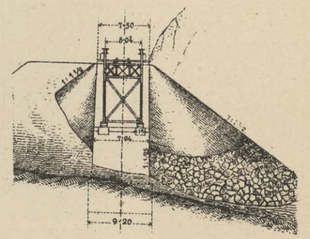


Abb. 4. Grundrissanordnung.

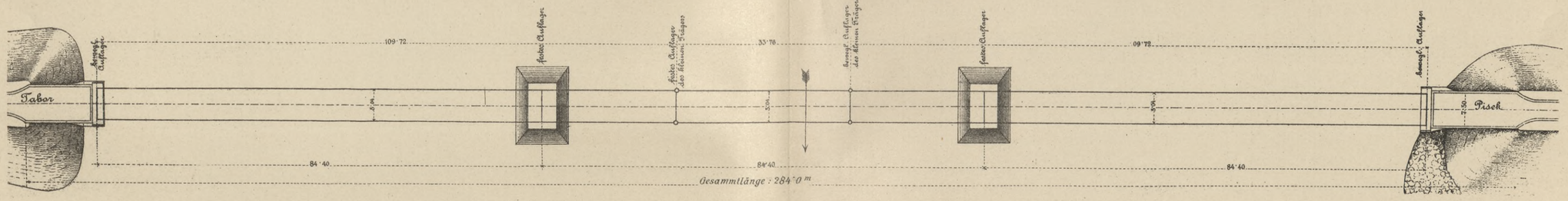
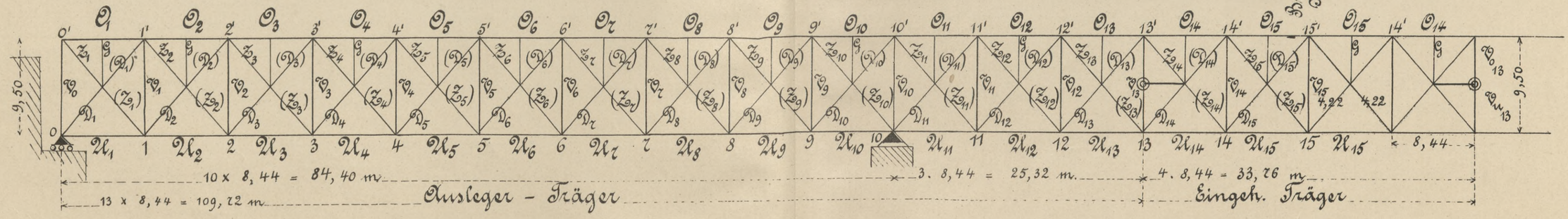


Abb. 5. Das System des Trägers.



Tafel IV.

Cervena-Viaduct.

Abb. 2. Querschnitt im zweiten Brückenfelde.

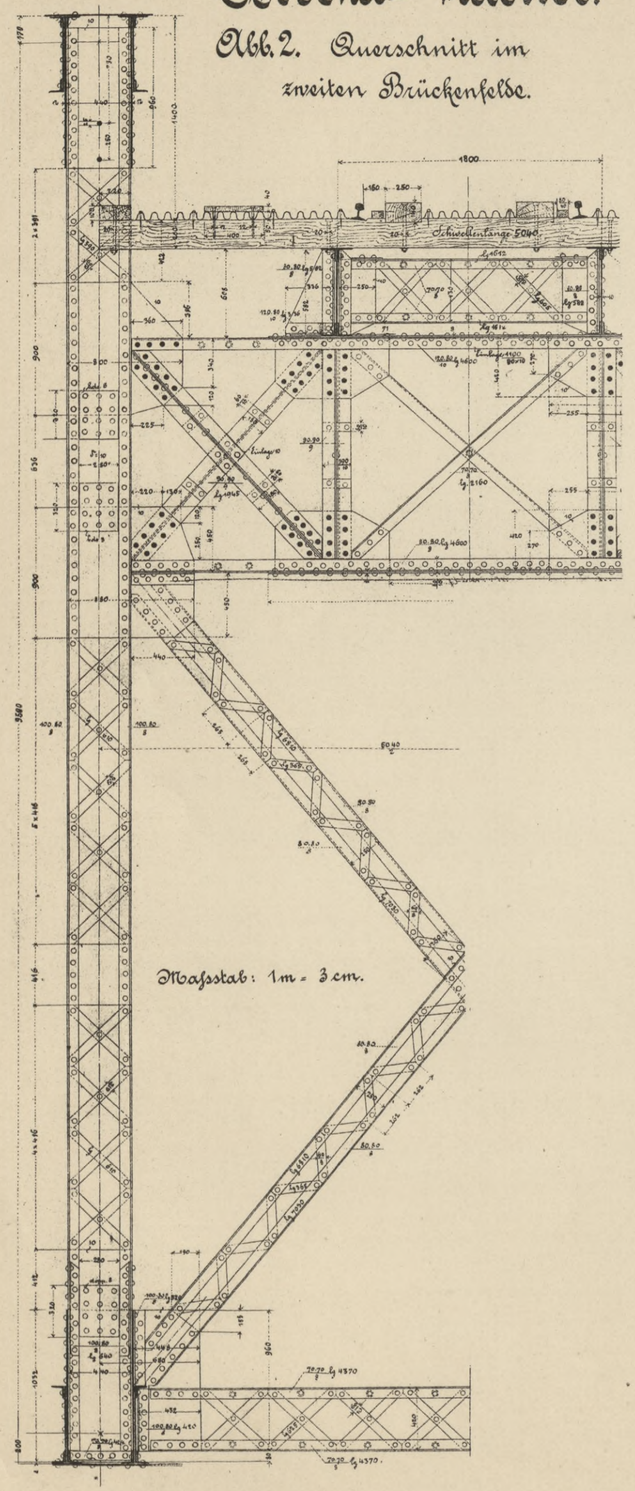


Abb. 1. Ansicht des 1. Feldes.

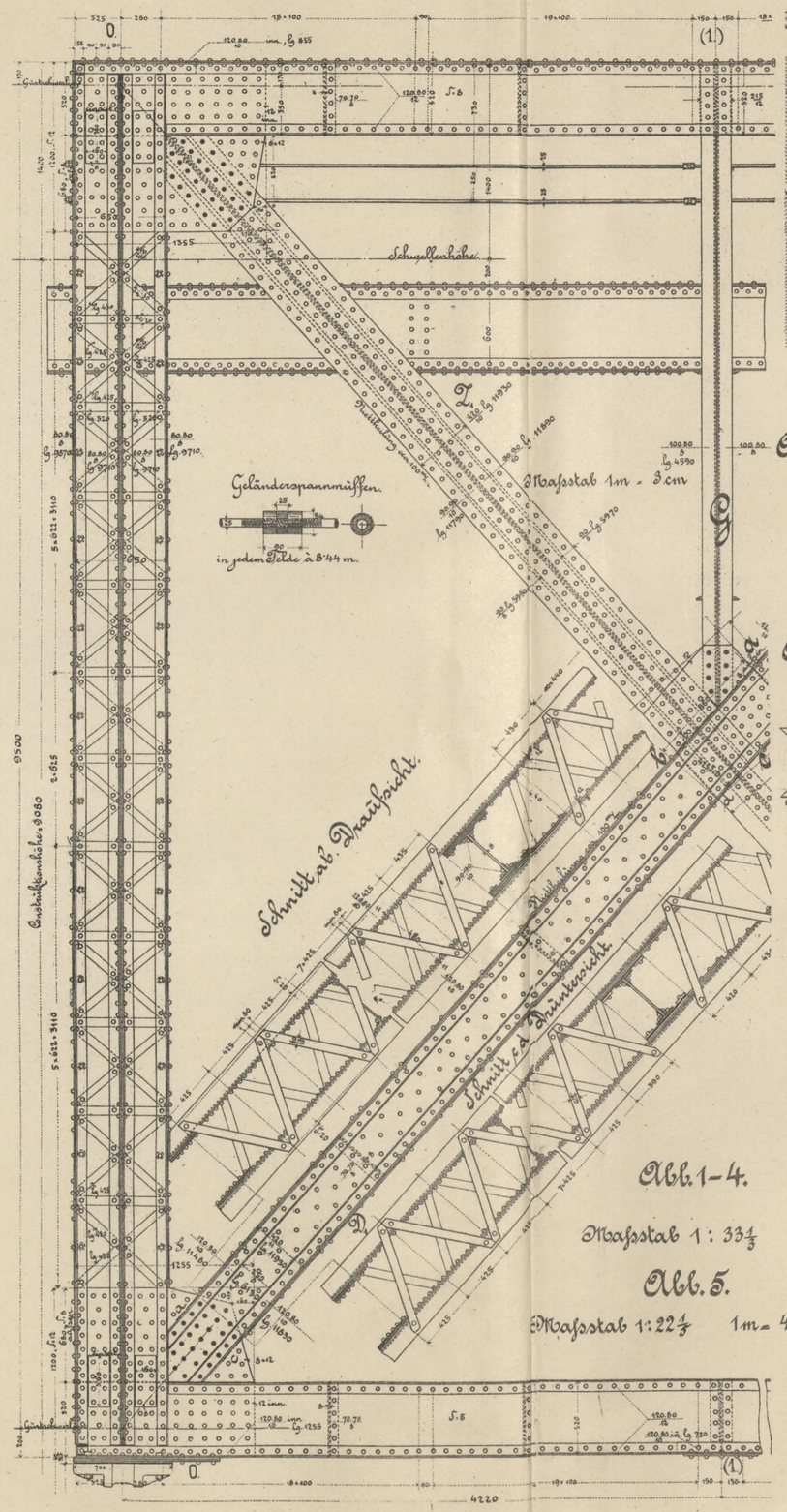


Abb. 1–4.

Abb. 5.

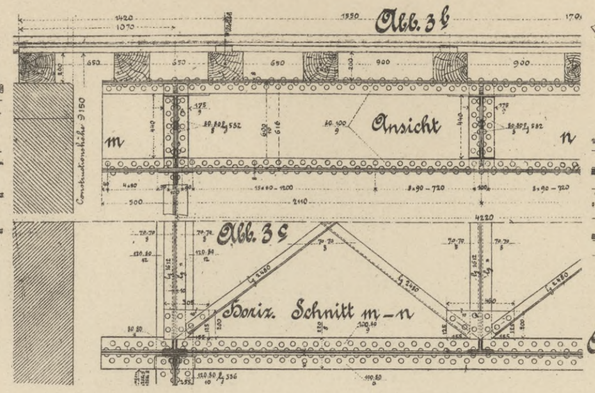


Abb. 3b

Abb. 3c

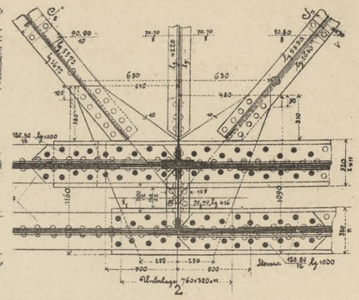


Abb. 4c. Einzelheit von Punkt 2.

Abb. 3a–3c. Die Fahrbahnanordnung.

Abb. 3a. Allgemeine Grundrißanordnung

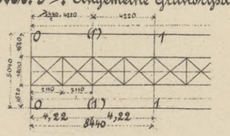
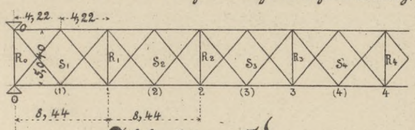


Abb. 4a–4c. Der Windverband.

Abb. 4a. Allgemeine Grundrißanordnung.



Maßstab 1m = 3cm

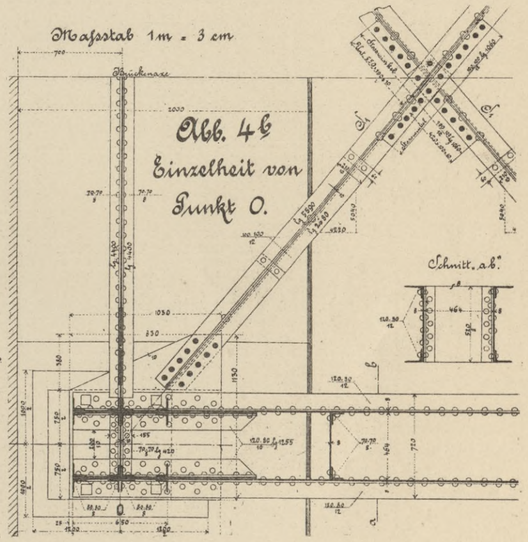


Abb. 5a–5d.
Die Auflager.

Festes Auflager
auf den beiden Mittelpfeilern.

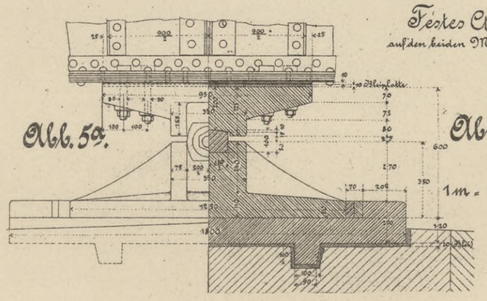


Abb. 5a.

1m = 4,5cm

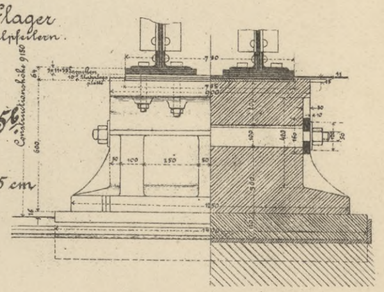
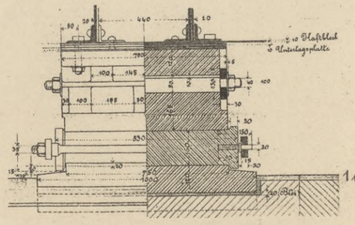


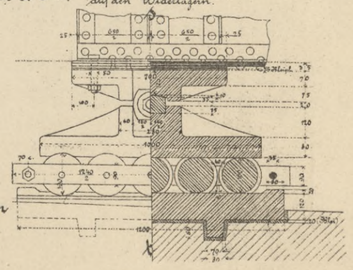
Abb. 5b.

Abb. 5c. Ansicht und Schnitt s–t.



1m = 4,5cm

Abb. 5d. Bewegliches Lager
auf den Widerlagern.



Tafel V.

Knotenp. 6'.

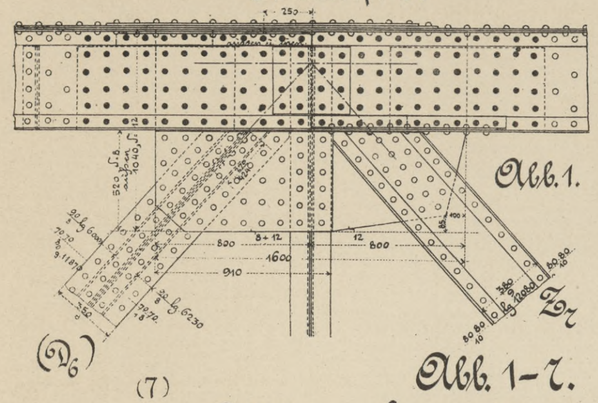
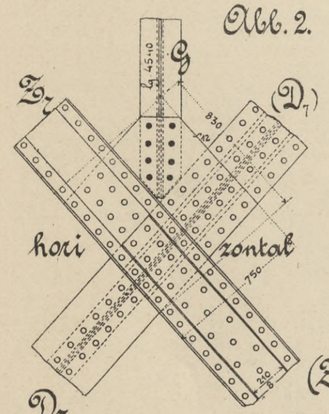


Abb. 1.

(7)

Abb. 2.



Knotenpunkt 6

Abb. 3.

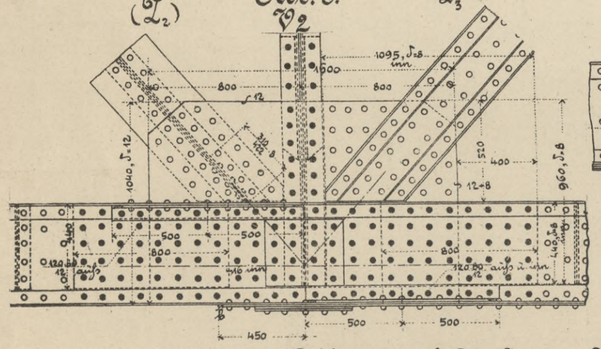


Abb. 1–7.
Einzelheiten der Ausbildung des Haupt-Trägers des Cervena Viaductes.

Maßstab 1:25

Knotenp. 10' – 10.

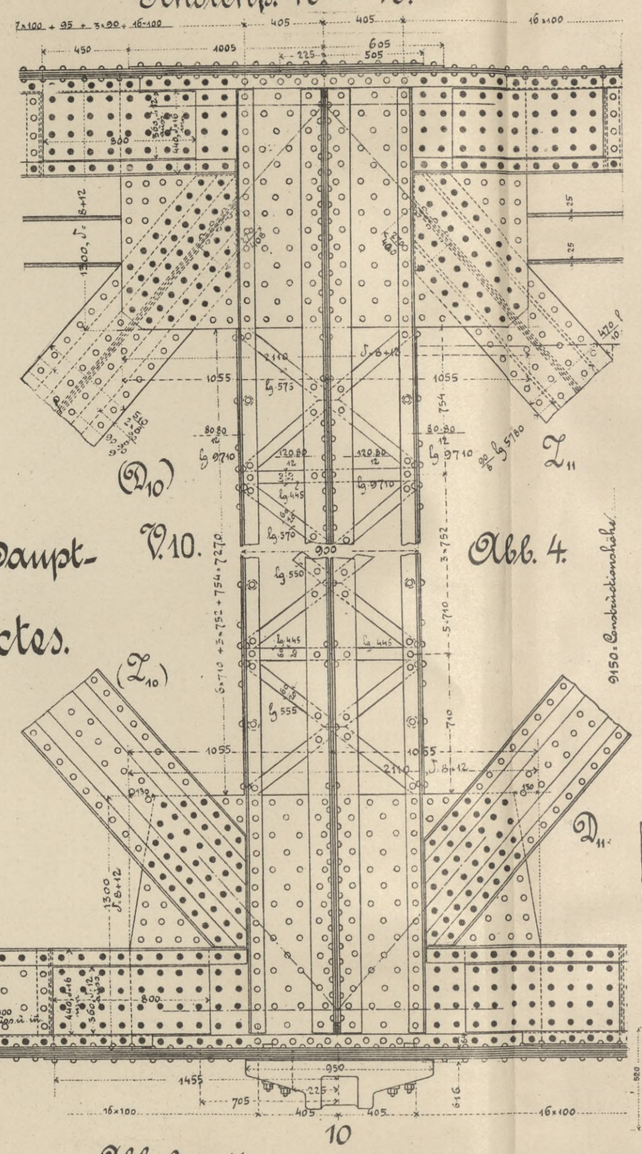


Abb. 4.

Knotenp. 15'.

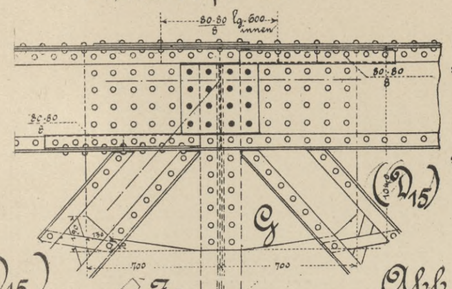


Abb. 5.

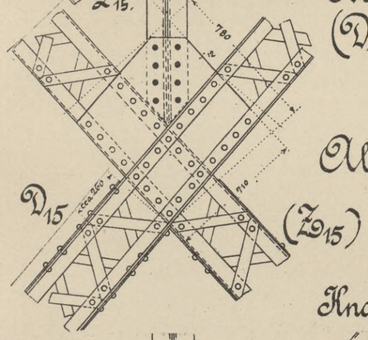
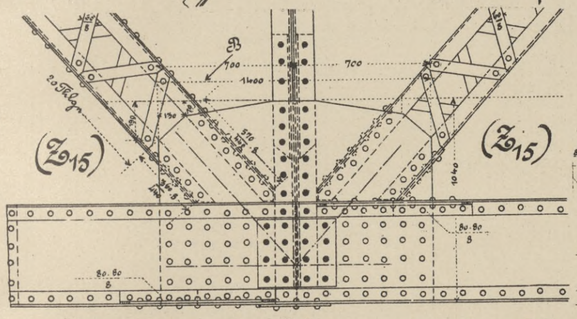


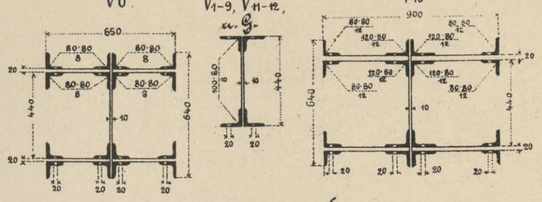
Abb. 6.

Abb. 7.

Knotenp. 15.



12a V0 | 12b V1-9, V11-12, u. G | 12c V10



12a – 12d
Die Vertikalen -V-

Vertikale V12

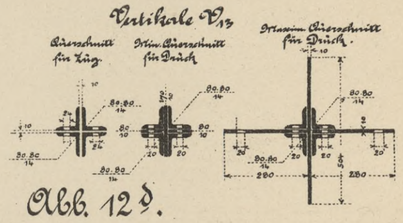


Abb. 12d.

Abb. 8a – 8c Die Obergurtstäbe -O-

Maßstab 1m = 60mm

Abb. 8c.

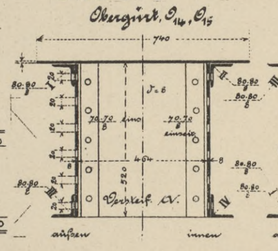


Abb. 9c.

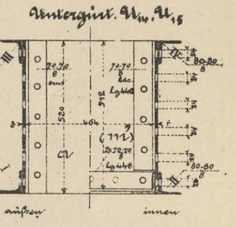
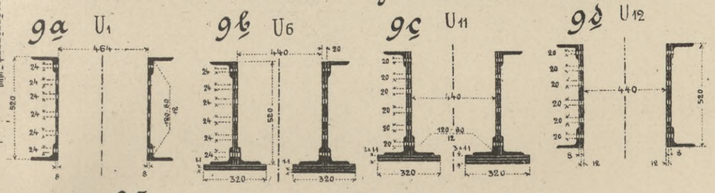


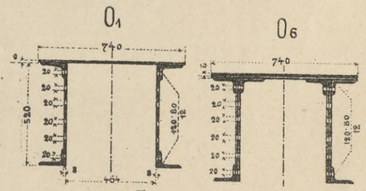
Abb. 9a – 9c. Die Untergurtstäbe -U-

9a U1 | 9b U6 | 9c U11 | 9d U12



1:25

Abb. 8a. 8b

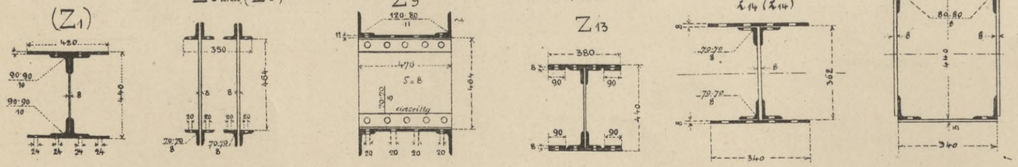


1:25

Abb. 8 – 11.
Querschnittsausbildungen.

Abb. 10a – 10f Die Streben Z.

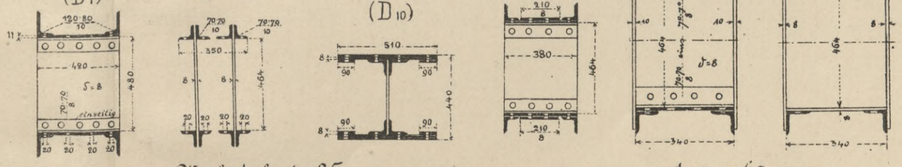
10a (Z1) | 10b Z5 und (Z5) | 10c Z9 | 10d Z13 | 10e Z14 (Z14) | 10f Z15, (Z15)



Maßstab 1:25 — Maßstab 1m = 60mm

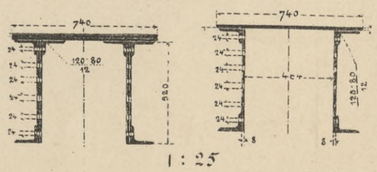
Abb. 11a – 11f.
Die Diagonalen -D-

11a (D1) | 11b (D4) und D4 | 11c (D10) | 11d D13 | 11e D14, (D14) | 11f D15, (D15)



Maßstab 1:25 — 1m = 60mm

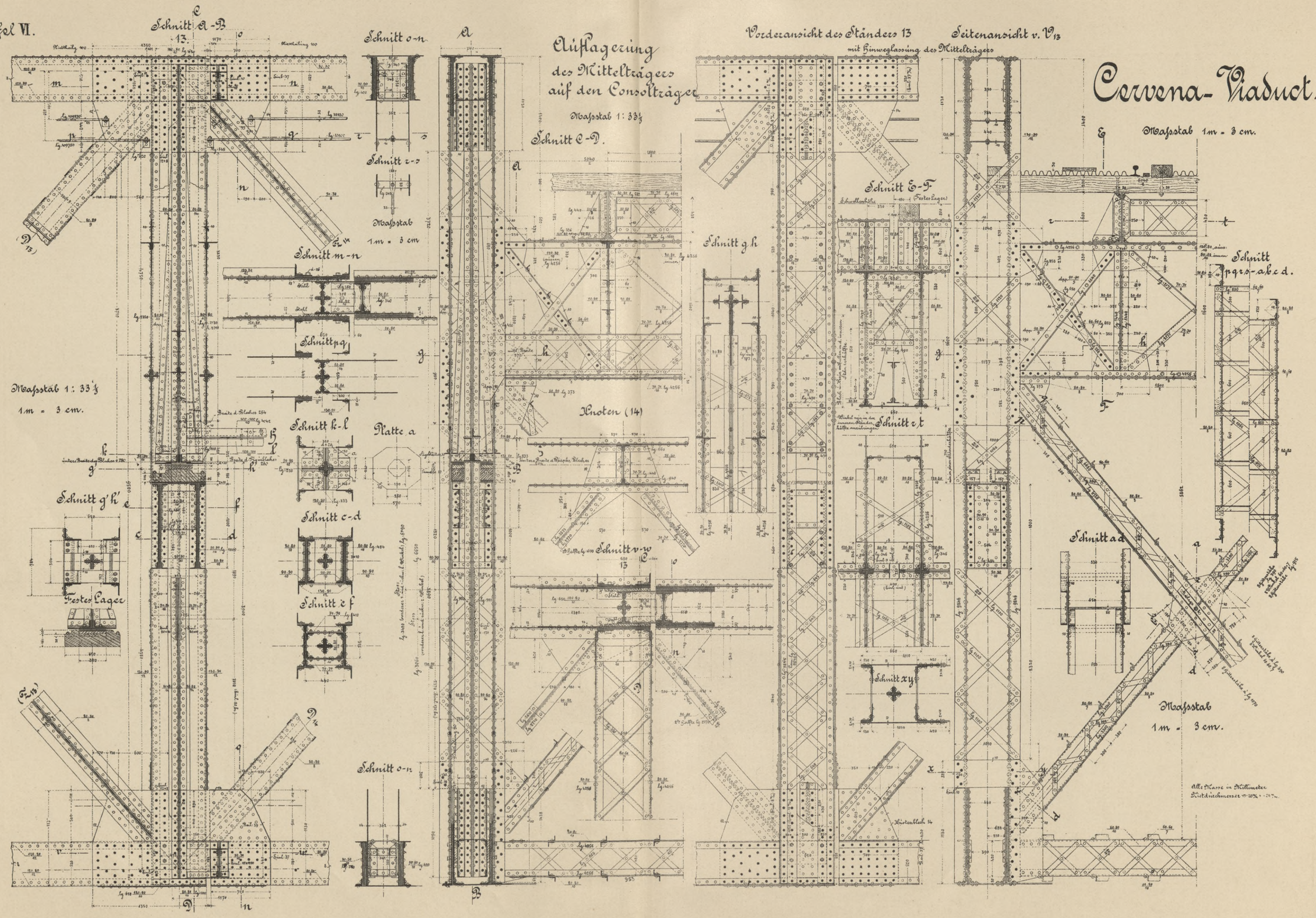
8c O10 | 8d O13



1:25

Tafel VI.

Cervena-Viaduct.



Tafel VII.

Die Franz-Josef Donaubrücke zu Budapest.

Abb. 1a — Das System der Hauptträger — Ausleger-Träger — Stützweite = 79,30 + 64,050 + 46,90 Eingehängter Träger St. W. 46,90 m — Die größten Spannkräfte in t — Abb. 1b

Vert. L.

Fl. N. + 13,45

Fl. + 15,33

Normal Wasser ± 0,00

Fl. + 17,50

Brückenmitte

Maßstab 1 : 250

5,55 — 3 × 5,950 — 4 × 7,250 — 2 × 8,500 — 8,350 — 8,350 — 4 × 8,50 — 2 × 7,250 — 5,950 — 5 × 4,690 — $\frac{333,6}{2}$

Abb. 2. Ansicht der Brücke.

eingehängter Träger

l. Ufer — r. Ufer

Abb 3 — Die Grundrißanlage

20,70 — 10,70 — 12,90

Abb. 7a

1:60

Abb. 7a & 7b

Portalständer.

Abb. 7b

Bogen

1:60

Abb. 4a

Ansicht von Knotenpunkt 20 (Auslegen) e f

1:60

Abb. 6

Querschnitt durch die Brücke am Gelenkpunkte

1:60

Abb. 4b

g–h

1:30

Abb. 4c

Horizontal

g

h

Schnitt e f

1:30

Abb. 5b

i – k

1:60

i k

Abb. 5a

Ansicht Knotenp. 20 (eingeh. Trg.)

Abb. 6

Abb. 6

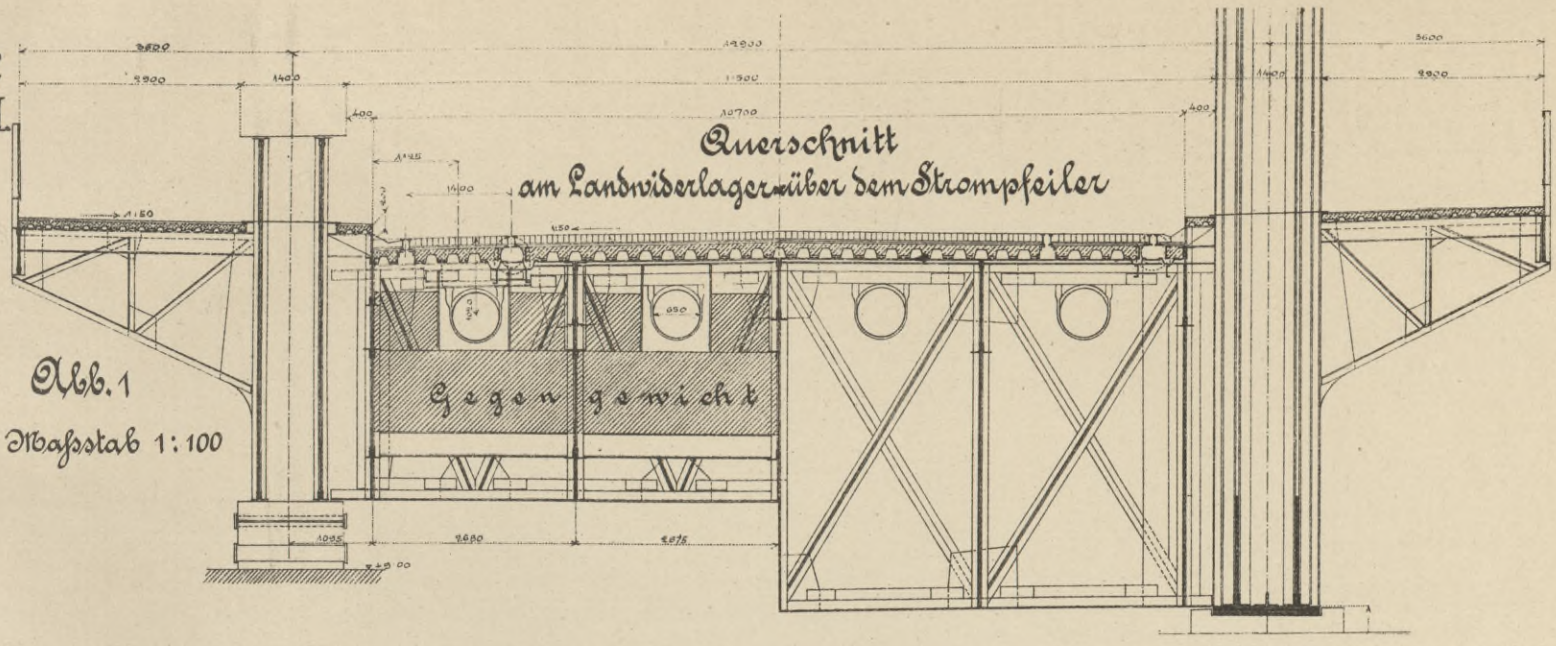
Maßstab 1:60

Tafel VIII

Querschnitt am Landwiderlager über dem Strompfeiler

Abb. 1

Maßstab 1:100



Knotenpunkt 0–0'

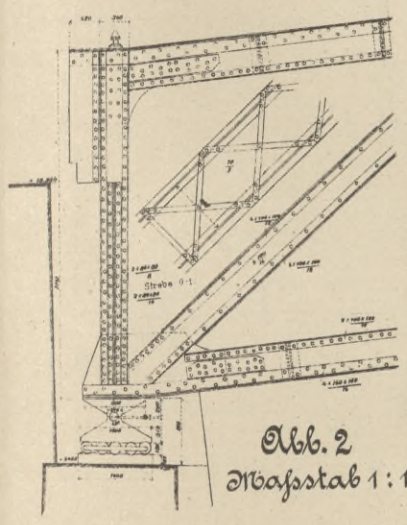
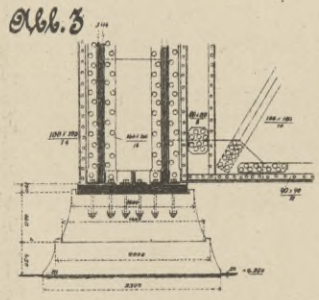


Abb. 2

Maßstab 1:100

Vorderansicht des Ständers 12–12'

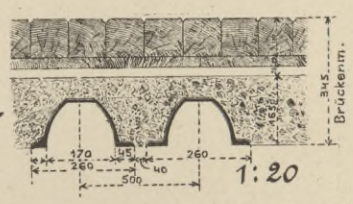
Abb. 3



Maßstab 1:100

Querschnitt durch die Fahrbahn

Abb. 4



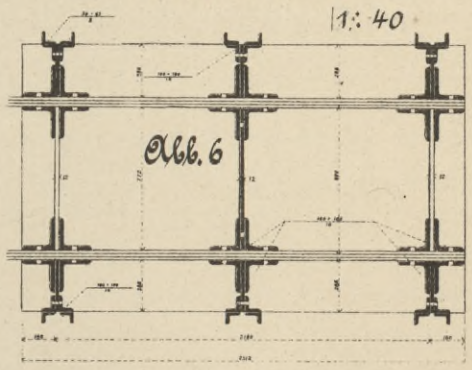
Querschnitt durch den Gehweg

Abb. 5

Portalständer

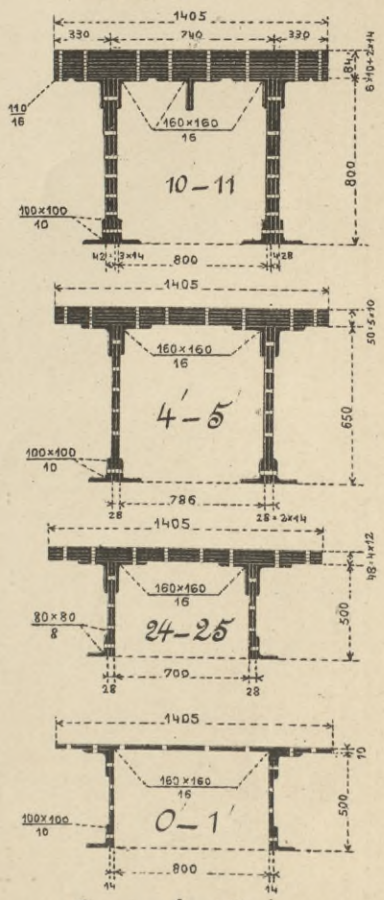
1:40

Abb. 6



Gurtquerschnitte 1:40

Abb. 7



Querschnitt der Streben und Ständer

Endständer

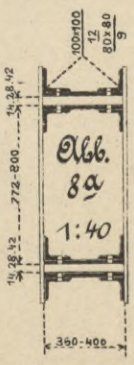


Abb. 8a

1:40

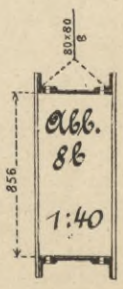


Abb. 8b

1:40

Die Brückenportale. Maßstab 1:250

Abb. 9a & 9b

Abb. 9a

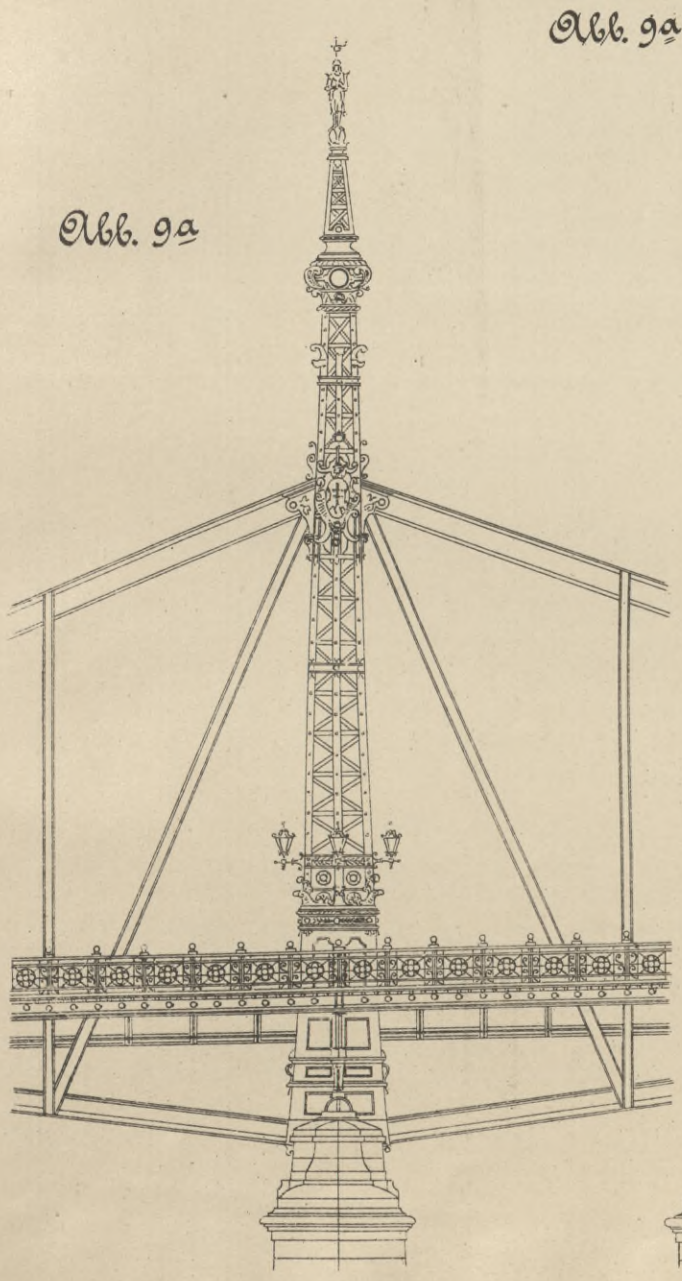
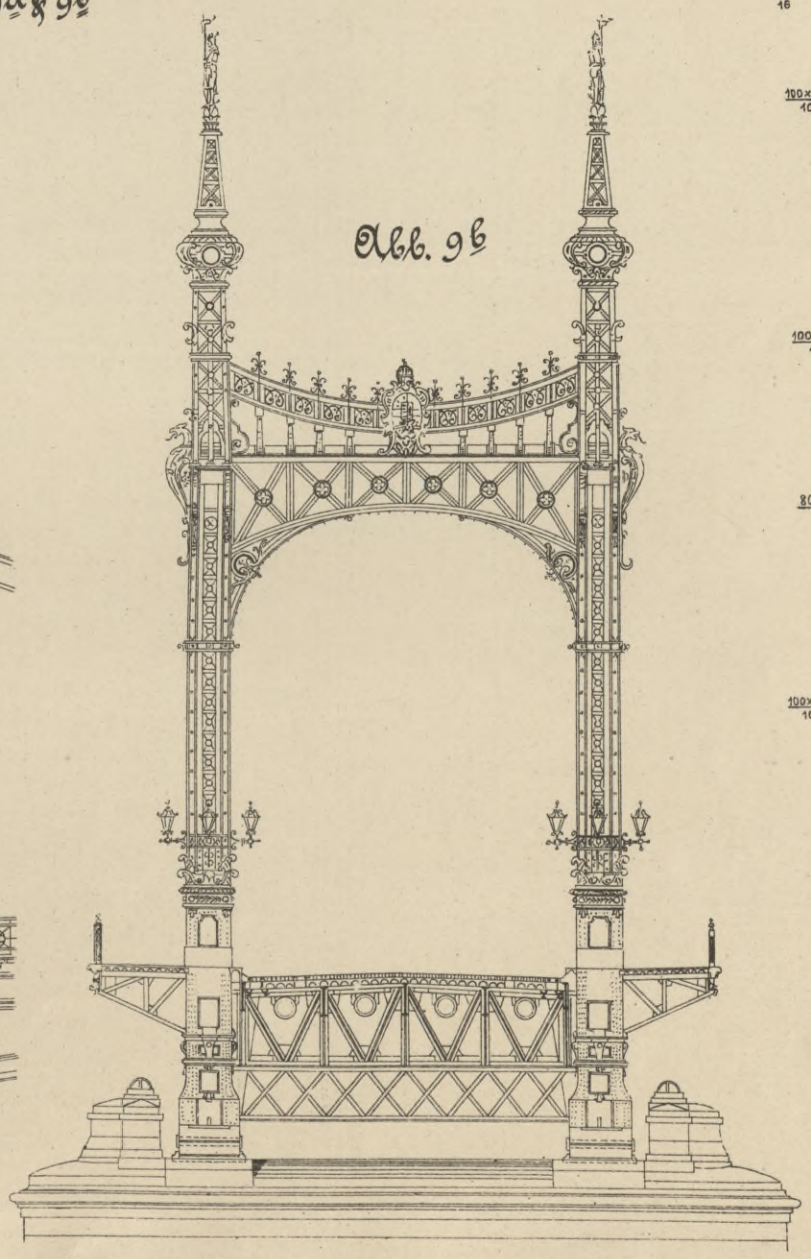
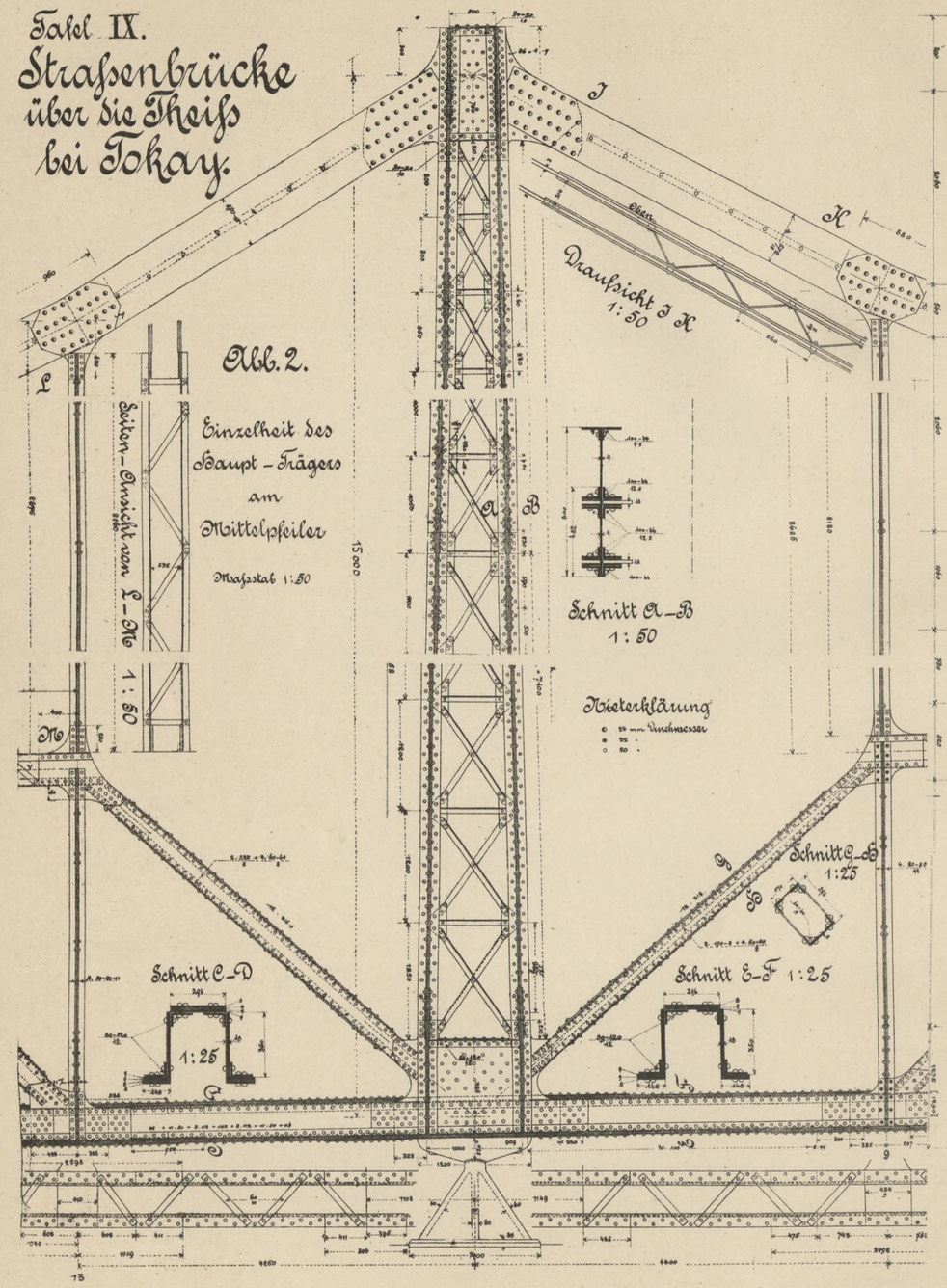


Abb. 9b



Tafel IX.

Strafsenbrücke über die Theifs bei Tokay.



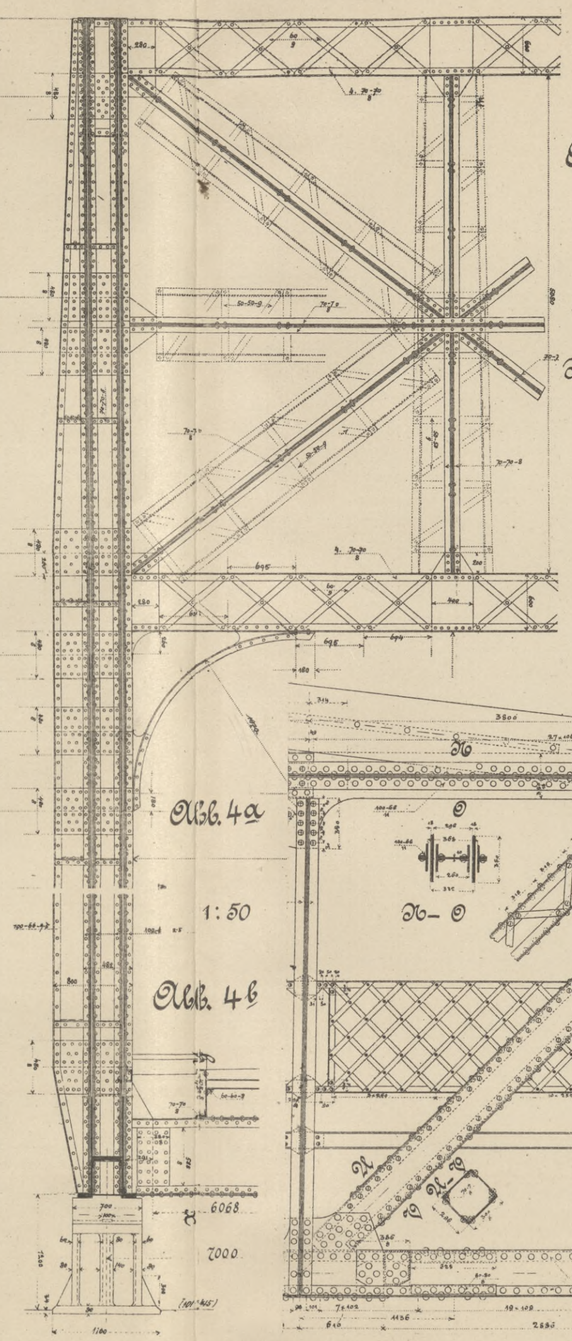
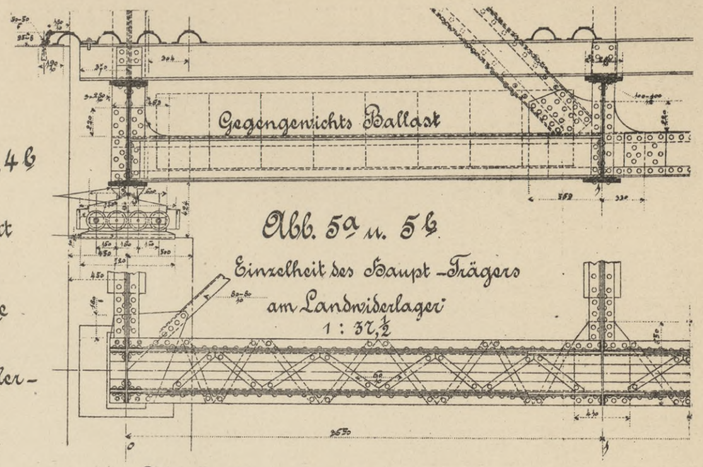
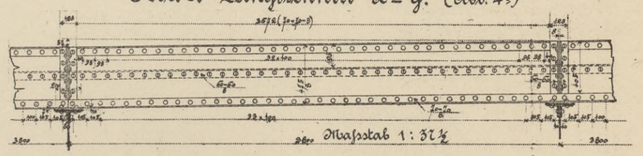
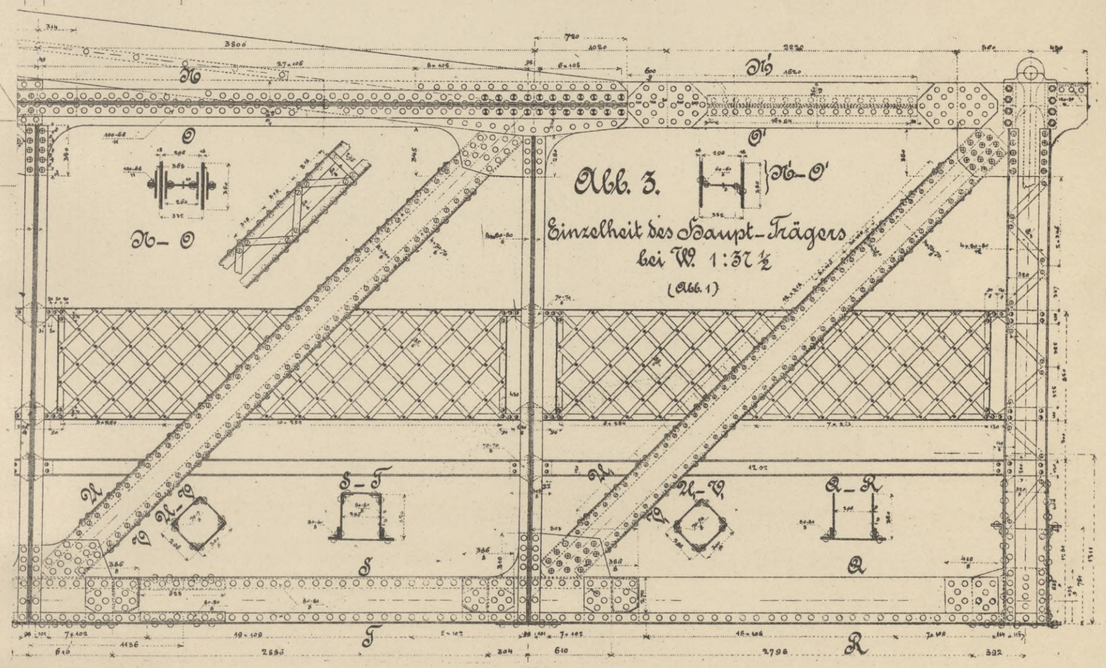


Abb. 4a u. 4b

Querschnitt durch die Brücke am Mittelpfeiler-Portal







Strafsenbrücke über die Theifs bei Tokay in Ungarn.

Tafel X.

Abb. 4b Seitenansicht von J–K 1:40

Abb. 4a Ansicht 1:40

Abb. 4a–4c Einzelheit von Knotenpunkt 5" 1:40

Abb. 2a Querschn. b. Knpk. O. 1:30

Abb. 2a–2c Querschnitte Maafsstab 1:30

Abb. 2c Querschnitt durch den eingehängten Träger

Abb. 4c Obere Ansicht L–M Abb. 4a 1:40

Abb. 2b. Querschnitt am Landriderlager 1:30

Ballast Ballast Ballast

Abb. 1b Schnitt A–B 1:20

Abb. 1a Construction am beweglichen Lager 1:20

Drehpunkt

Nieterklärung

15 %
18 %
20 %
22 %

Abb. 1a–1d Einzelheiten der Aufhängung der mittleren Öffnung der 30,4 St. W. 1:20

Abb. 1c Construction am festen Lager 1:20

Abb. 1d Schnitt C D 1:20

Abb. 3a–3d Einzelheit der Knotenpunkte 3

Abb. 3d Querschnitt G–H. 1:20

Abb. 3c Längsschnitt E–F

Abb. 3a Ansicht u. Grundrifs 1:40

Das Knotenblech ist fortgenommen gedacht

Abb. 3b Ansicht 1:30

Tafel XI.

Oderbrücke bei Schönbrunn.

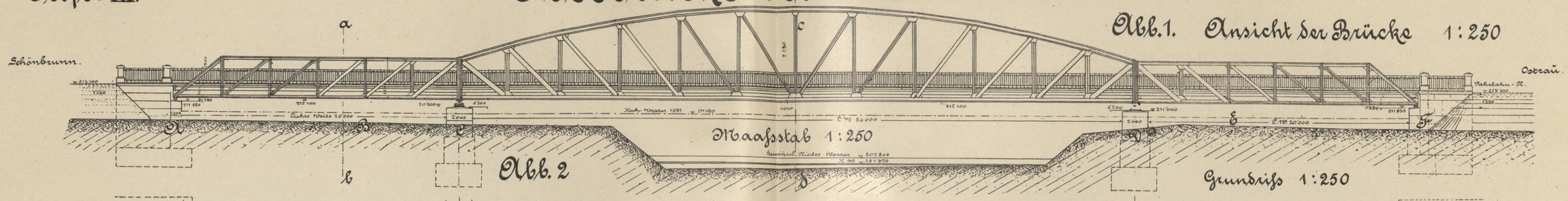


Abb. 1. Ansicht der Brücke 1:250

Abb. 2 Grundriß 1:250

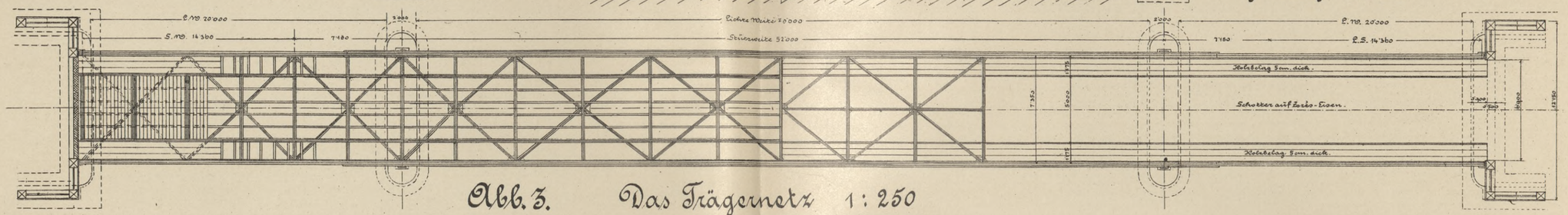
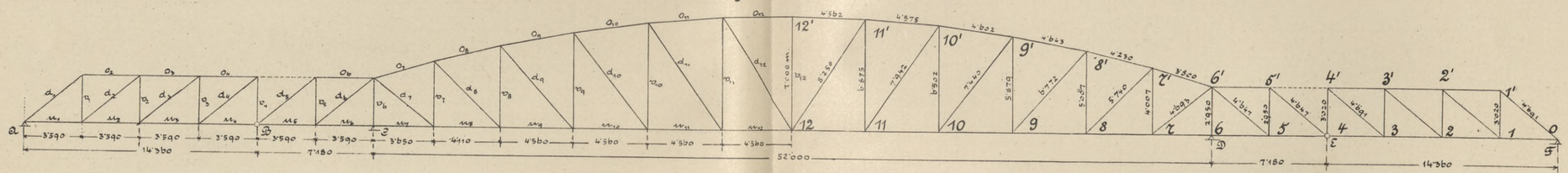


Abb. 3. Das Trägernetz 1:250



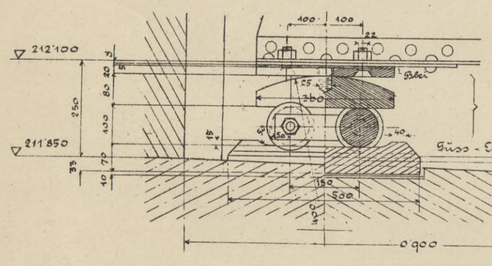


Abb. 8a

Abb. 8a & 8b
Das bewegliche Lager des eingehängten Trägers

1:12,5

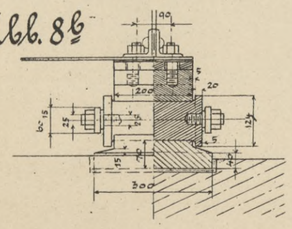


Abb. 8b

Abb. 6a & 6b
Das feste Auflager

Abb. 7a & 7b
Das bewegliche Auflager des Ausleger-Trägers

1:12,5

1:12,5

Abb. 7a

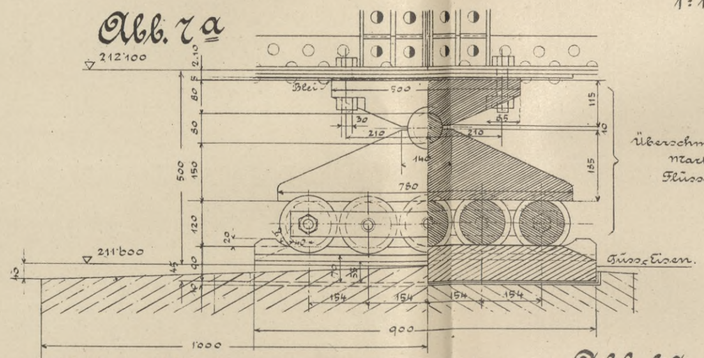


Abb. 7b

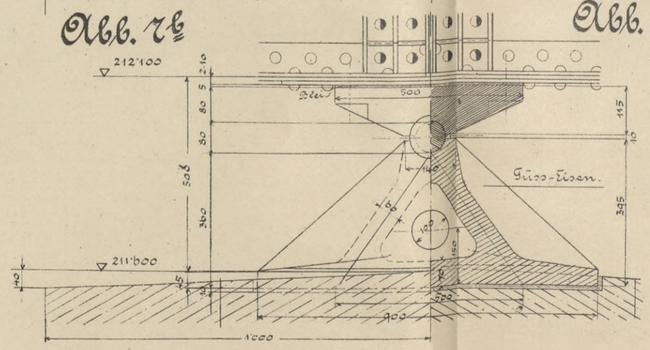


Abb. 6a

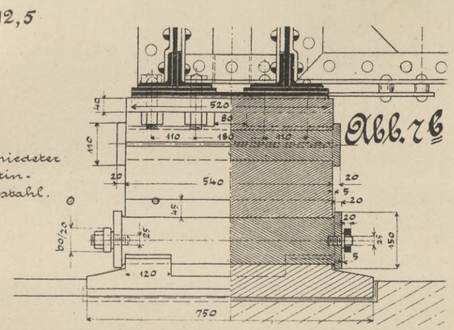


Abb. 6b

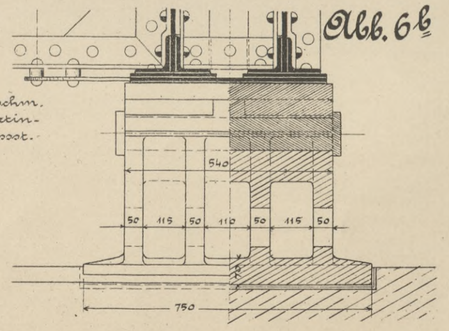
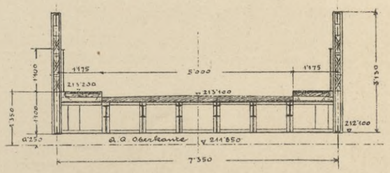
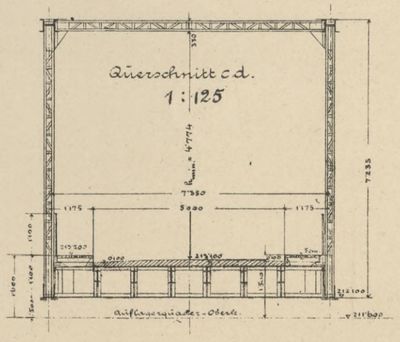


Abb. 4 & 5. Querschnitte

Querschnitt ab.
1:125



Querschnitt cd.
1:125



Tafel III.

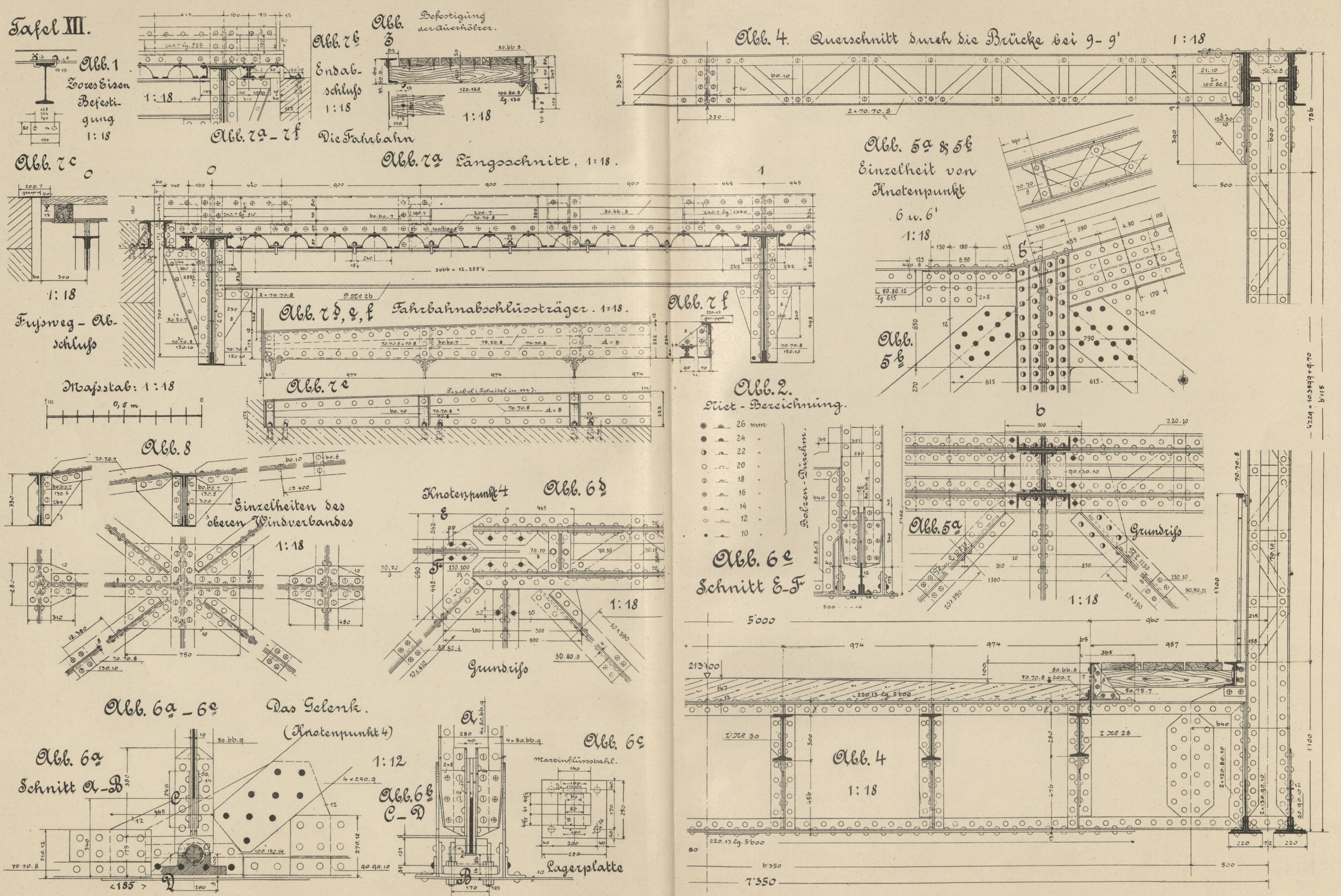


Abb. 1
Zoresbisen Befestigung
1:18
Abb. 7b
Endabschluss
1:18
Abb. 3
Befestigung der Querhölzer.
1:18
Abb. 7a – 7k
Die Fahrbahn
Abb. 7a Längsschnitt. 1:18.
Abb. 7c
1:18
Fußweg-Abschluss
Abb. 7d, e, f Fahrbahnabschlussträger. 1:18.
Abb. 7k
Abb. 7e
Maßstab: 1:18
Abb. 8
Einzelheiten des oberen Windverbandes
1:18
Abb. 6d
Knotenpunkt 4
Grundriss
1:18
Abb. 6a – 6e
Das Gelenk.
(Knotenpunkt 4)
Abb. 6a
Schnitt A–B
1:12
Abb. 6b
C–D
Abb. 6c
Martinflusstahl.
Lagerplatte
Abb. 4. Querschnitt durch die Brücke bei 9–9'
1:18
Abb. 5a & 5b
Einzelheit von Knotenpunkt 6 u. 6'
1:18
Abb. 2.
Niet-Bezeichnung.
26 mm
24 "
22 "
20 "
18 "
16 "
14 "
12 "
10 "
Bolzen-Durchm.
Abb. 6e
Schnitt E–F
Abb. 5a
Grundriss
1:18
Abb. 4
1:18

Tafel XIII.

Bogenbrücke über die Doblinger Hauptstrasse im Zuge der Wiener Stadtbahn (Gürtelbahn).

1:83

Abb. 1a
Ausbildung am Kämpfer. Ansicht und Längsschnitt A–B
(Abb. 2a)

Abb. 1b
Mitth. Teil des Haupt-Trägers

1:48

Abb. 2c
Brückenmitte

Abb. 1a – 1c
Hauptträger

Abb. 2a
Abb. 2b

1:54.
1m=1,85cm

Querschnitt bei V_9

Querschnitt bei V_5

Abb. 2a – 2d
Querschnitte

Abb. 1c. Grundrissanordnung 1:48

Abb. 2d

am Scheitel

Fig 3. Querschnitt.

bei V 14

Console 19

Console am Scheitel

1:36

1:36

1:30

Querschnitt am Scheitel

Querschnitt bei V_{14}

Abb. 3a

1:36

Abb. 3a u. 3b
Brückenabschluss
Längsschnitt — Ansicht

Abb. 3b

1:48

Tafel XIV.

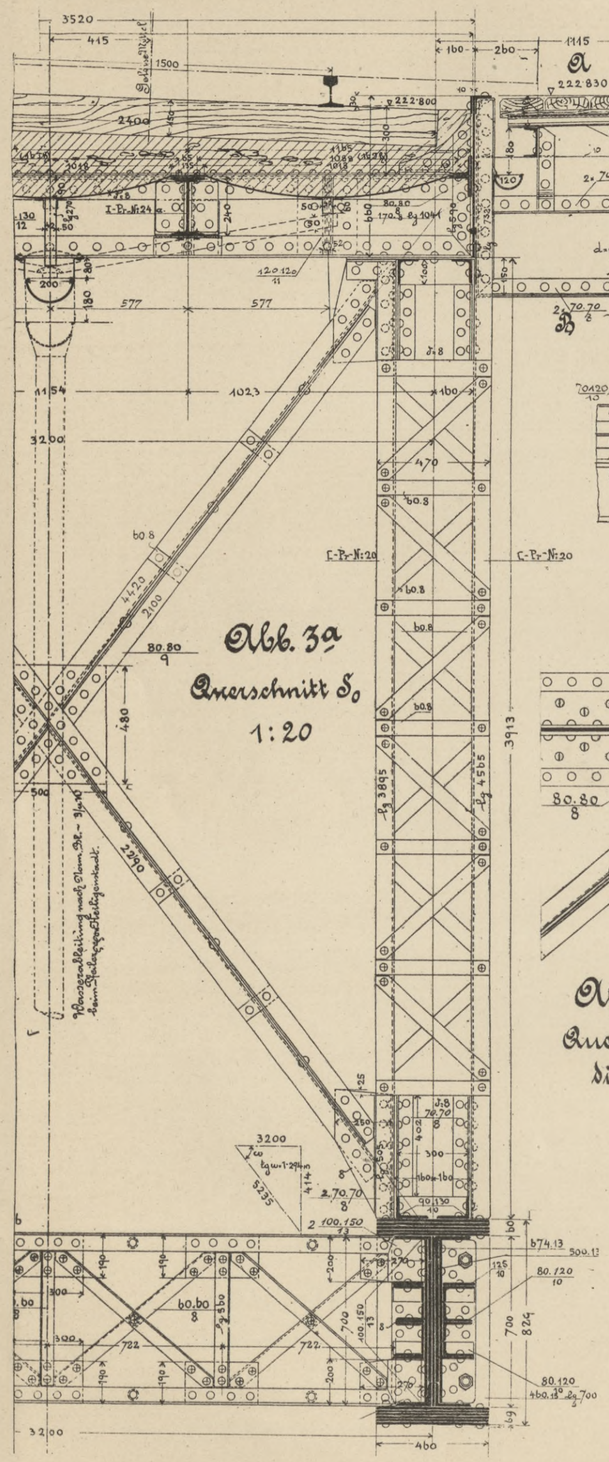


Abb. 3a
Querschnitt S_0
1:20

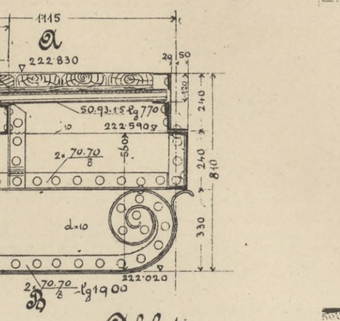


Abb. 4

Längsschnitt A–B durch den Fußsteg (Abb. 3a).

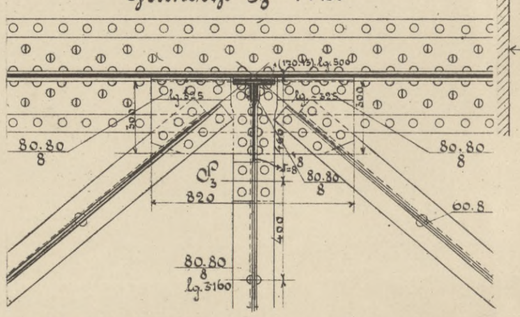
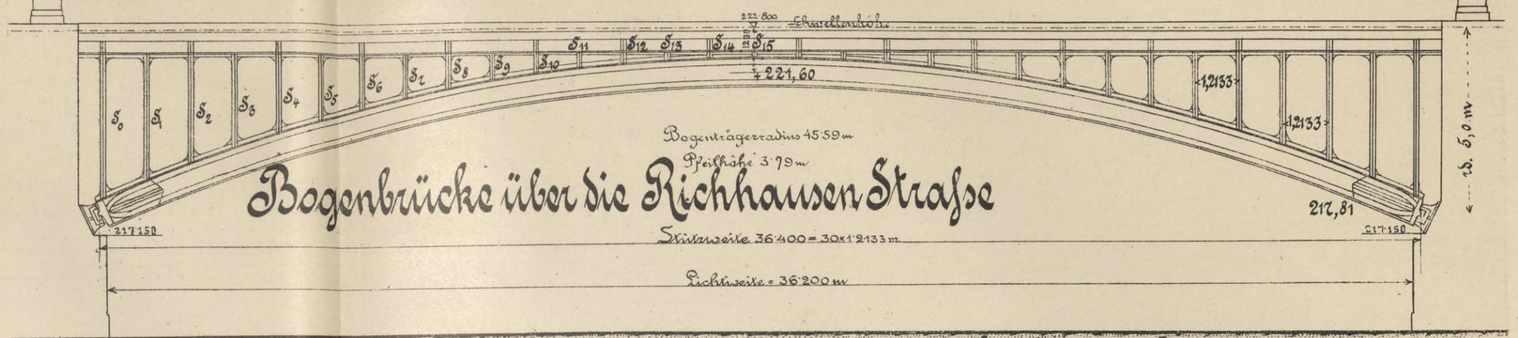


Abb. 2c
Grundriß S_3 1:20

Abb. 3a – 3c
Querschnitt durch die Brücke 1:20

Abb. 1. Ansicht der mittleren Öffnung. Maßstab 1 m = 2,5 mm



Bogenbrücke über die Richhausen Straße

Bogenträgerradius 45.59 m
Pfeilhöhe 3.79 m
Stützweite 36.400 = 30 x 1.2133 m
Lichtweite = 36.200 m

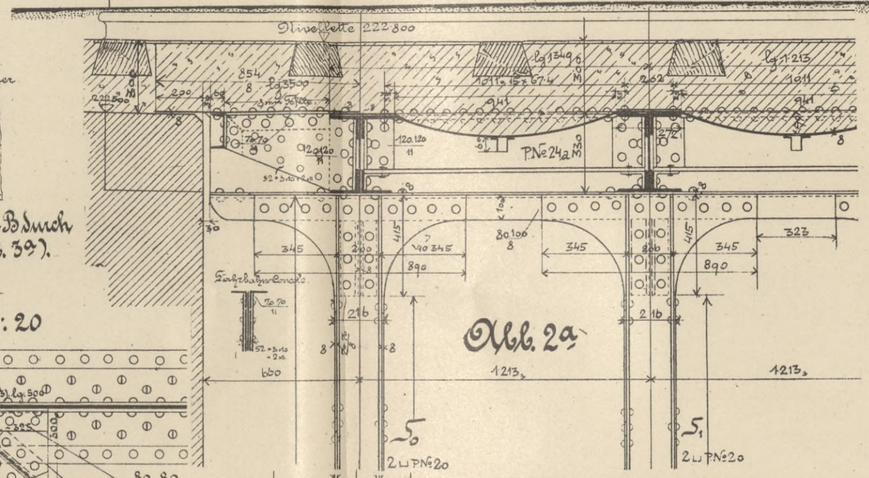


Abb. 2a

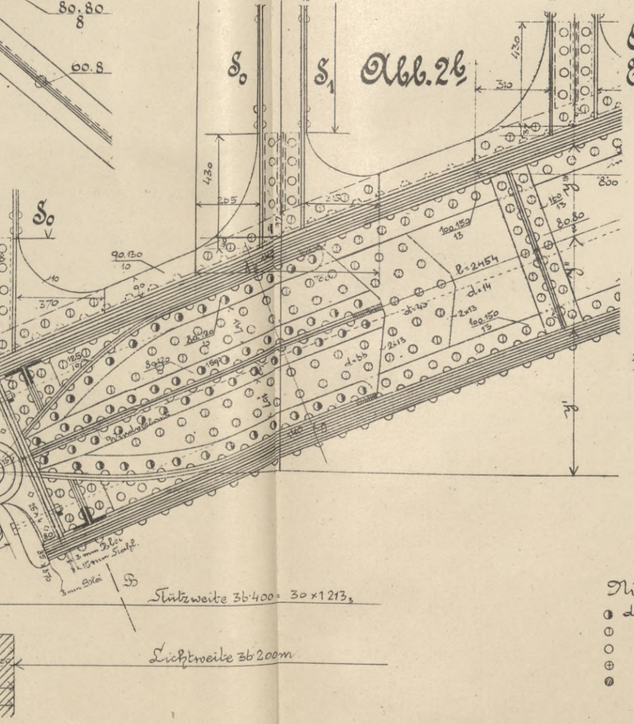


Abb. 2b

Abb. 3b. Querschnitt S_9, 1:20

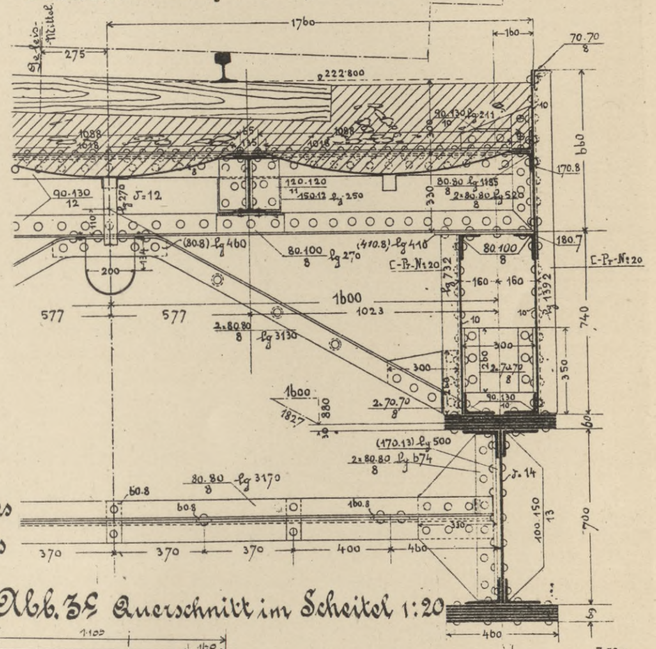
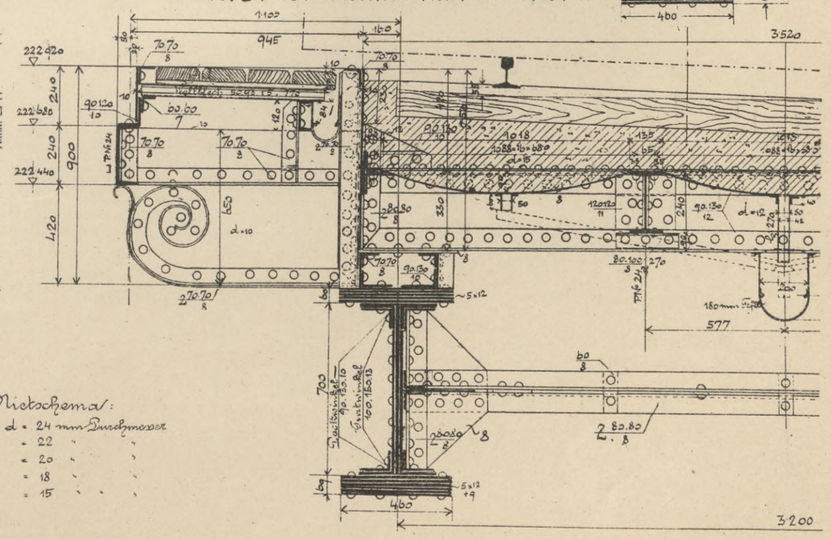


Abb. 2a – 2c
Einzelheiten des Hauptträgers
1:20

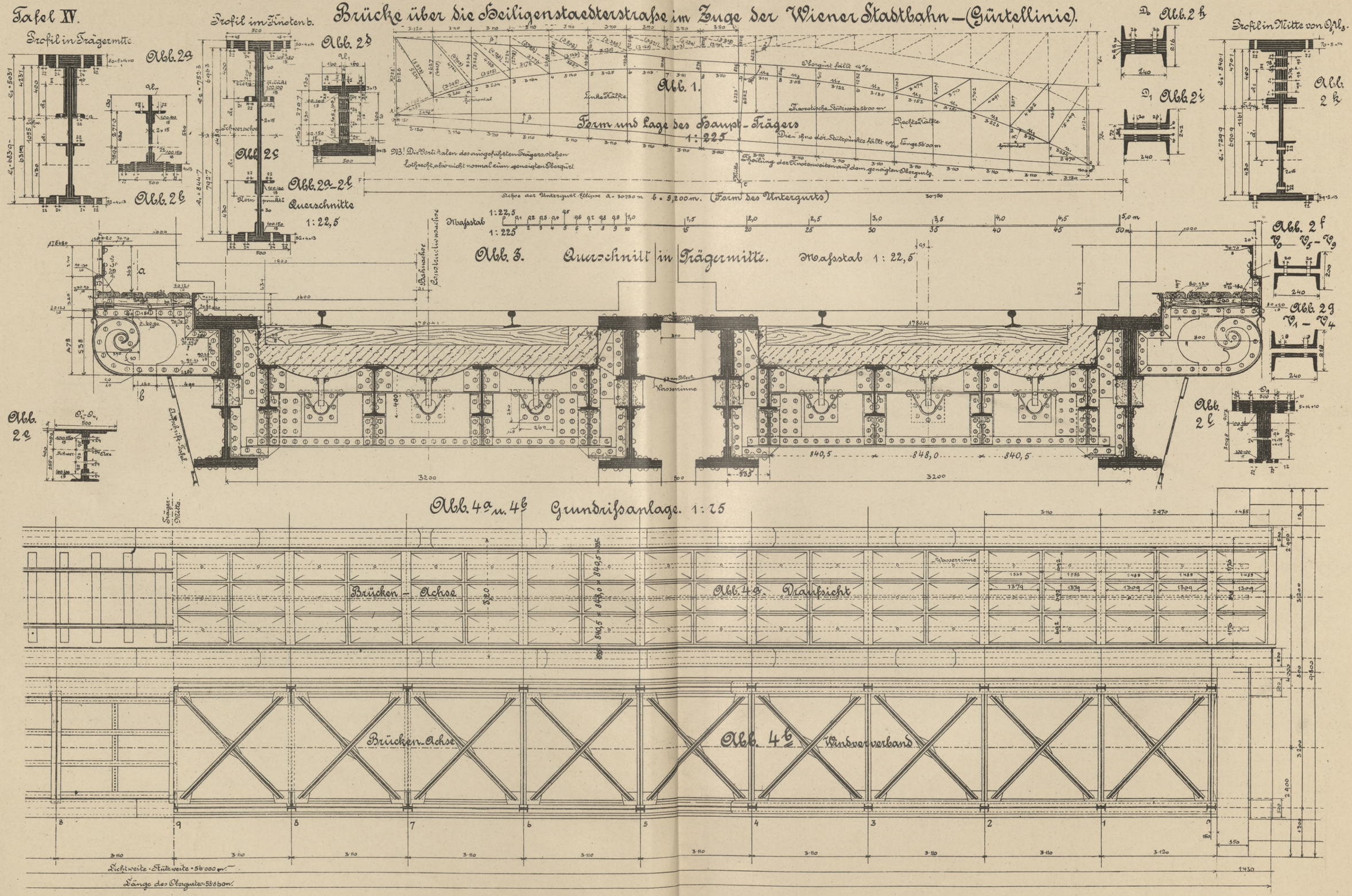
Abb. 3c Querschnitt im Scheitel 1:20



Nietschema:
d = 24 mm Durchmesser
" = 22 "
" = 20 "
" = 18 "
" = 15 "

Tafel XV.

Brücke über die Heiligenstaedterstrasse im Zuge der Wiener Stadtbahn – (Gürtellinie).



Tafel XVI.

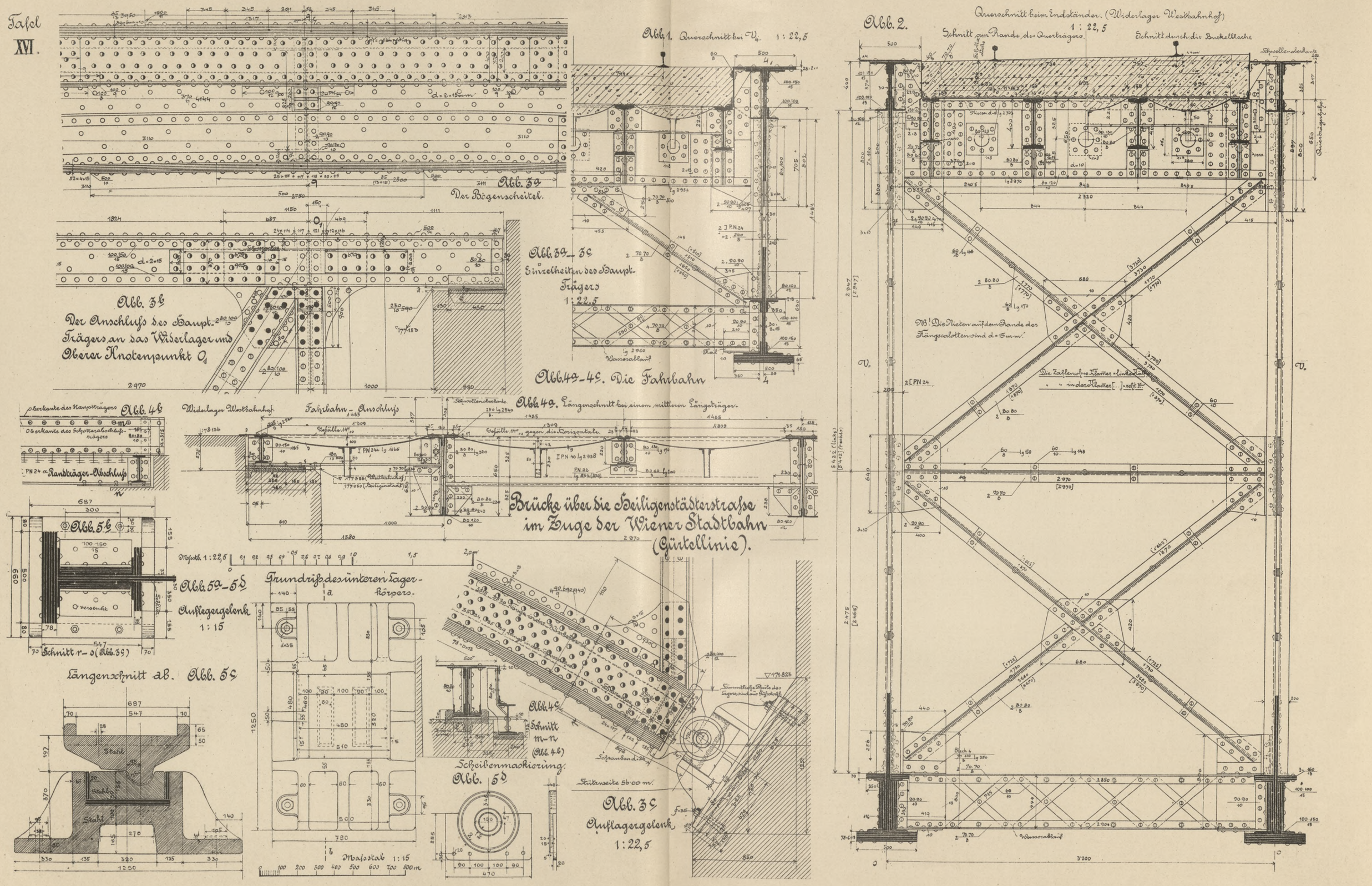


Abb. 3a
Der Bögenscheitel.
Abb. 3b
Der Anschluss des Haupt-Trägers an das Widerlager und Oberer Knotenpunkt O_1
Abb. 1. Querschnitt bei V_4. 1 : 22,5
Abb. 3a – 3c
Einzelheiten des Haupt-Trägers
1 : 22,5
Abb. 4a – 4c. Die Fahrbahn
Abb. 4b
Oberkante des Hauptträgers
Oberkante des Schotterabdeckungsträgers
PN 24 a Randträger-Abschluss
Widerlager Westbahnhof.
Fahrbahn-Anschluss
Abb. 4a. Längenschnitt bei einem mittleren Längsträger.
Brücke über die Heiligenstädterstrasse im Zuge der Wiener Stadtbahn (Gürtellinie).
Abb. 5b
Abb. 5a – 5d
Auflagergelenk
1 : 15
Schnitt r – s (Abb. 3c)
Längenschnitt ab. Abb. 5c
Grundriß des unteren Lagerkörpers.
Abb. 4c
Schnitt m – n (Abb. 4b)
Scheibenmaskierung.
Abb. 5d
Abb. 3c
Auflagergelenk
1 : 22,5
Abb. 2.
Querschnitt beim Endständer. (Widerlager Westbahnhof)
1 : 22,5
Schnitt am Rande des Querträgers.
Schnitt durch die Buckelblache
NB! Die Nieten auf dem Rande der Flanschlatten sind d = 15 mm.
Die Zahlenwerte Klammer = linke Hälfte
" " in der Klammer [ ] = rechte H.
Wasserablauf

Tafel XVII.

Abb. 2. Maßstab 1:625

Ansicht der Brücke

Abb. 1. Querprofil der Noceschlucht.

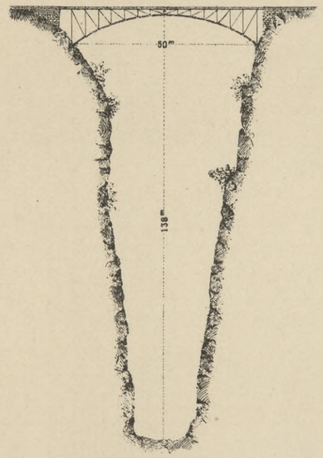


Abb. 3b. Querschnitt 1:75

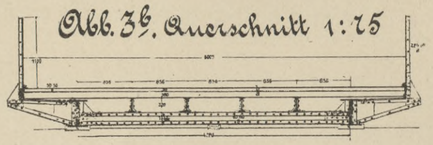


Abb. 3a – 3c. Der Verbindungsträger

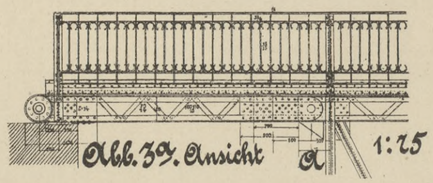
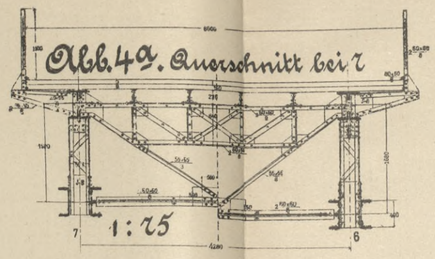


Abb. 3a. Ansicht 1:75

Abb. 4a. Querschnitt bei 7



1:75

Abb. 3c

Einzelheit von Punkt A

1:25

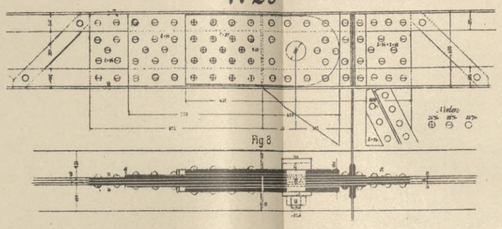
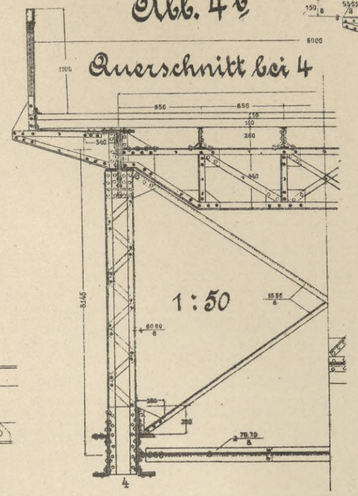


Abb. 4b

Querschnitt bei 4



1:50

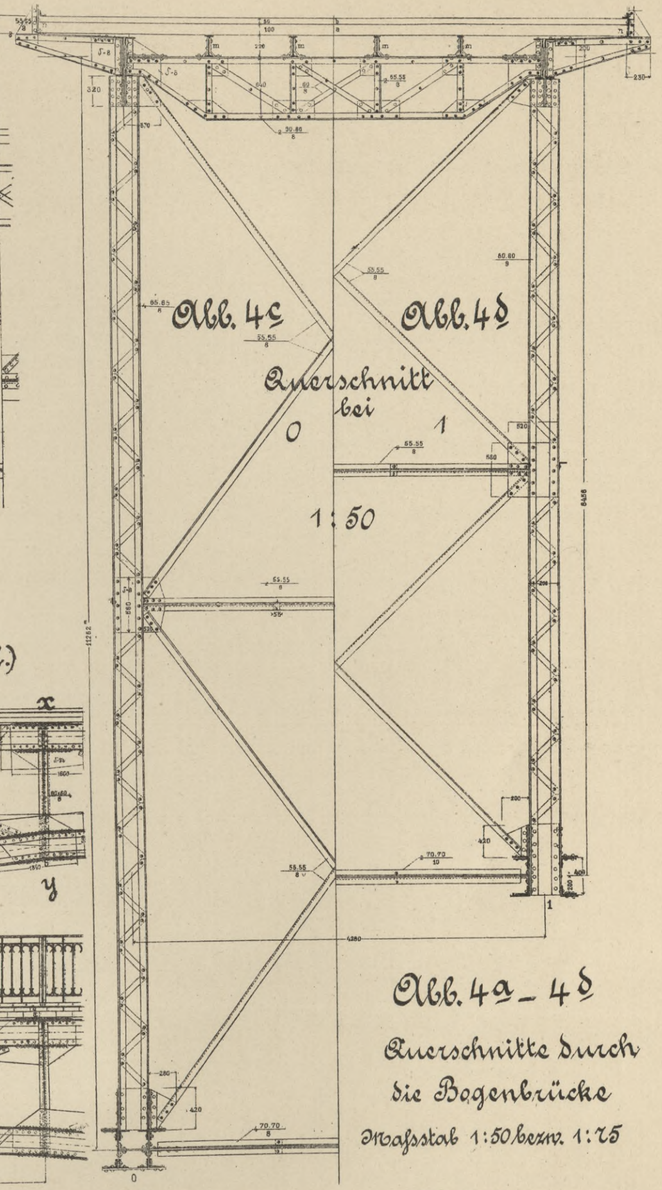


Abb. 4c

Abb. 4d

Querschnitt bei

0 1

1:50

Abb. 4a – 4d

Querschnitte durch die Bogenbrücke

Maßstab 1:50 bezw. 1:75

Die Noce-Brücke zwischen Cles und Dermulo. (Südtirol.)

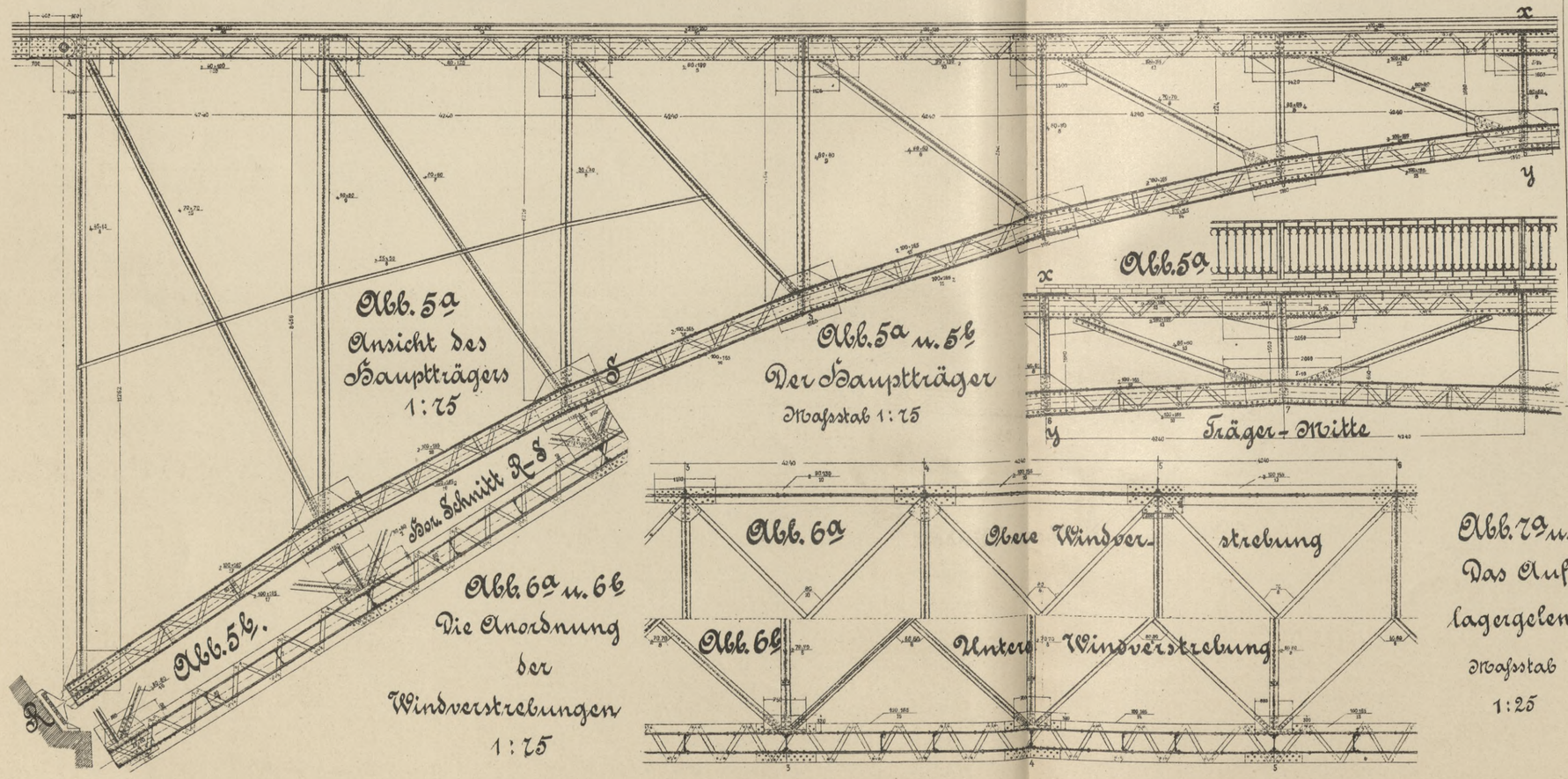


Abb. 5a

Ansicht des Hauptträgers

1:75

Abb. 5b.

Vor. Schnitt R-S

Abb. 5a u. 5b

Der Hauptträger

Maßstab 1:75

Abb. 5a

Träger-Mitte

Abb. 6a u. 6b

Die Anordnung der Windverstrebungen

1:75

Abb. 6a

Obere Windverstrebung

Abb. 6b

Untere Windverstrebung

Abb. 7a Ansicht. — Abb. 7b Querschnitt

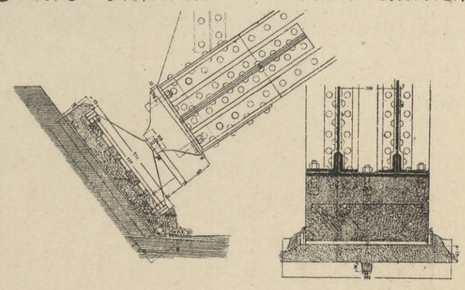


Abb. 7a u. b

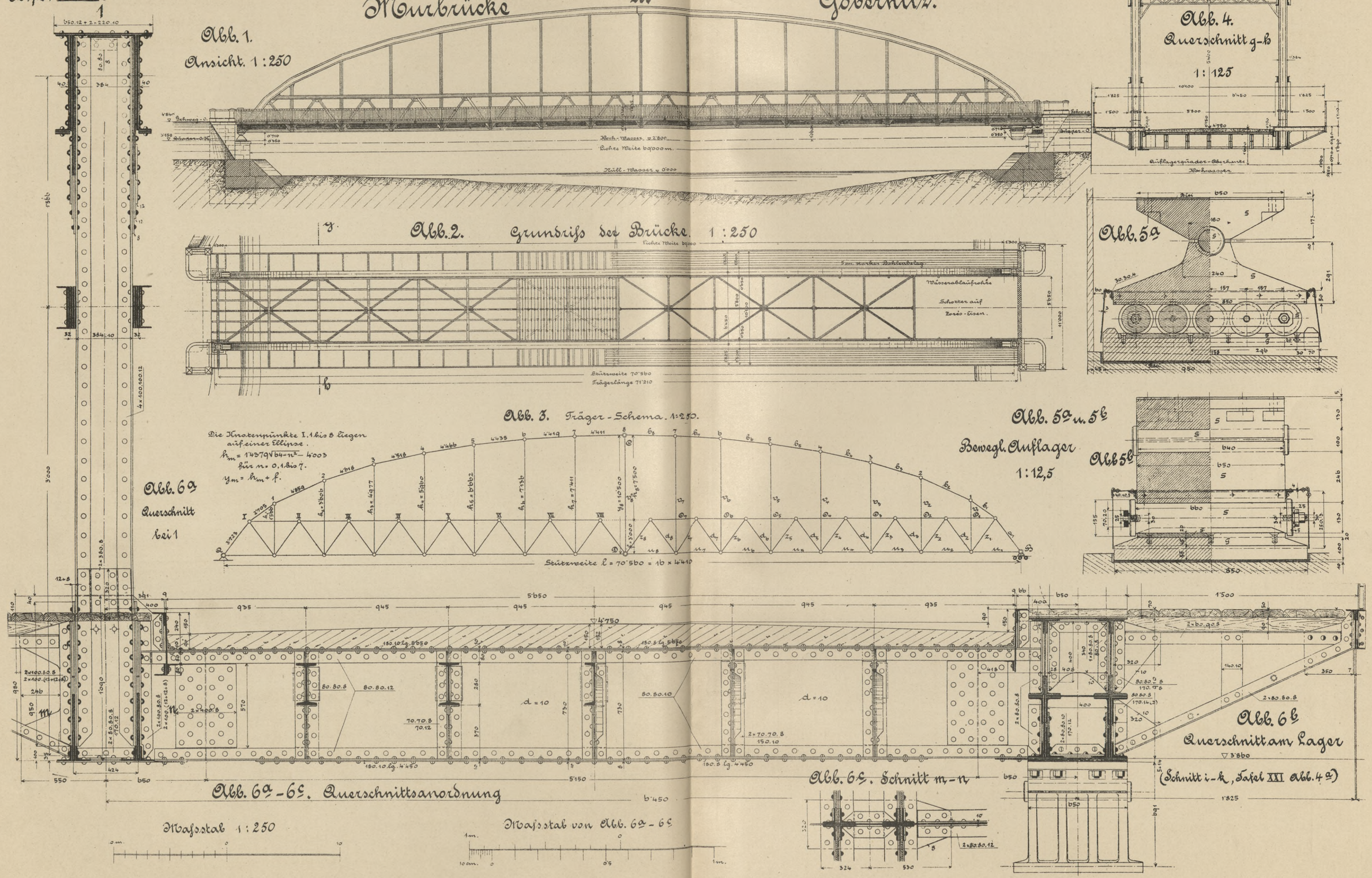
Das Auflagergelenk

Maßstab

1:25

Tafel XVIII.

Murbrücke zu Gobernitz.



Tafel XIX.

Murbrücke bei Gobernitz.

Abb. 1. Ansicht auf die Diagonalen 1:20

Abb. 3. Unterer Windverb. 5. 1:20

Abb. 2a – 2d. Oberer Windverband

3, 5, 7.

Einzelheiten 1:20

Abb. 4a – 4g Einzelheiten des Haupt-Trägers Masst. 1:20

Grundriss des Anschlusses von d_1 an o_1 und Schnitt a b.

Abb. 4b

Abb. 4c

Knotenpunkt 4

Abb. 4d

Knotenpunkt V

Abb. 4e

Knotenpunkt 3

Abb. 4f

Knotenpunkt 8

Abb. 4g

Grundriss von Knotenpunkt 8

Maßstab der Abb. 1–4. 1:20

Nieten-Durchmesser: 26 mm, 24, 22, 20, 18, 16, 14, 12, 10, 8

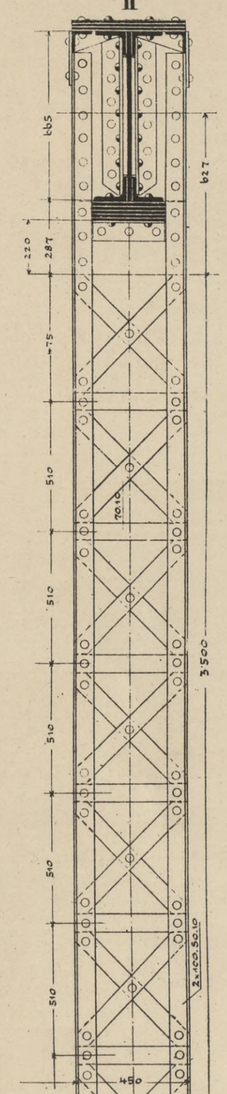
Schrauben.

Niet-Bezeichnung.

Maßstab 1:20.

Tafel III.

Johannes Brücke in Ischl



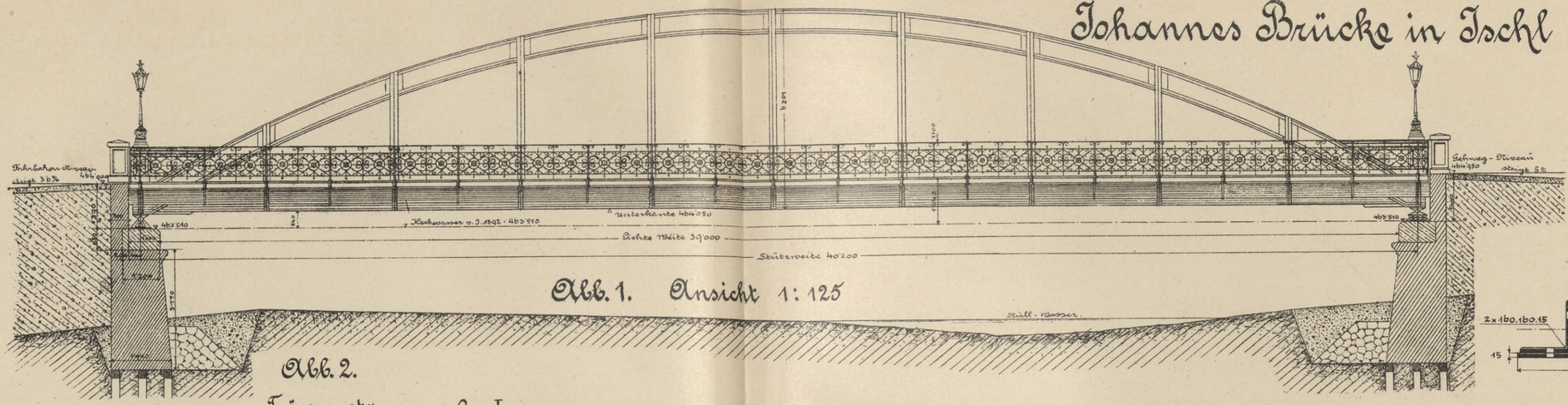


Abb. 1. Ansicht 1:125

Abb. 5.
Querschnitt des Zugbandes
1:12,5

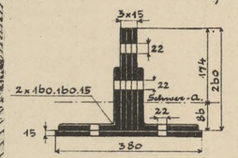
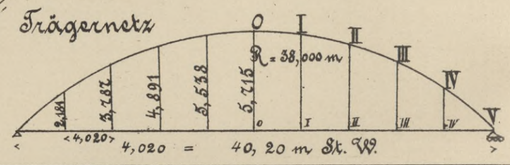
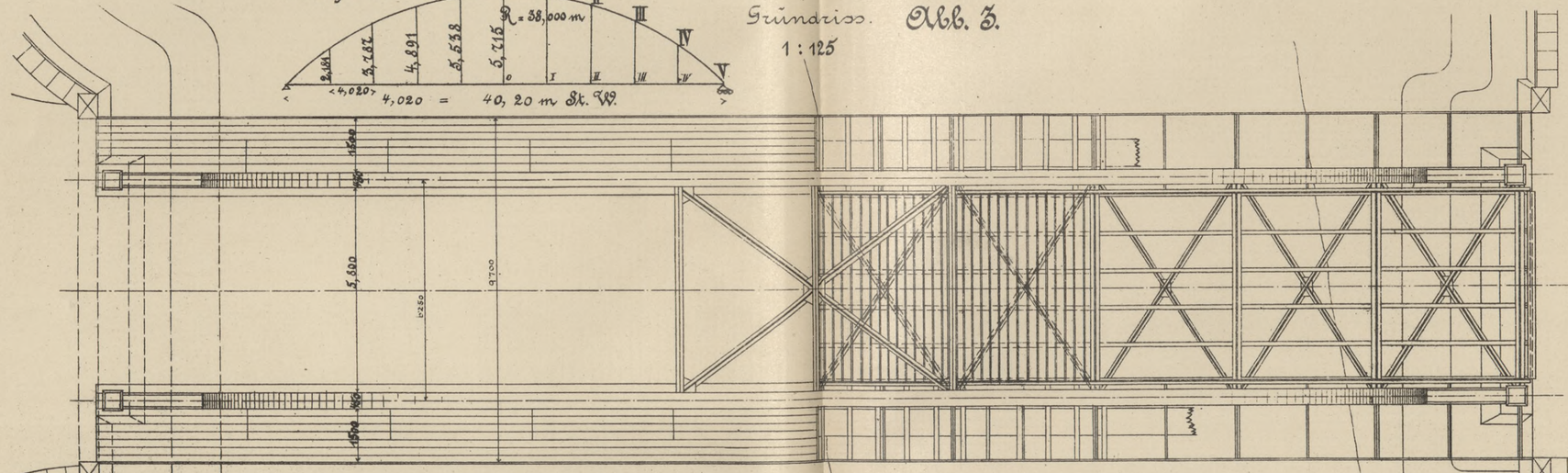


Abb. 2.
Trägernetz



Grundriss. Abb. 3.
1:125



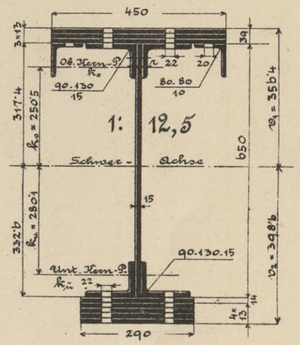
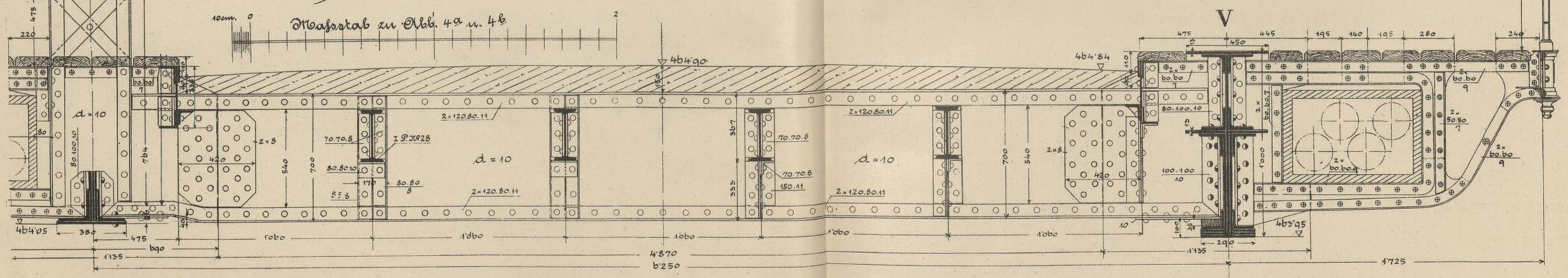


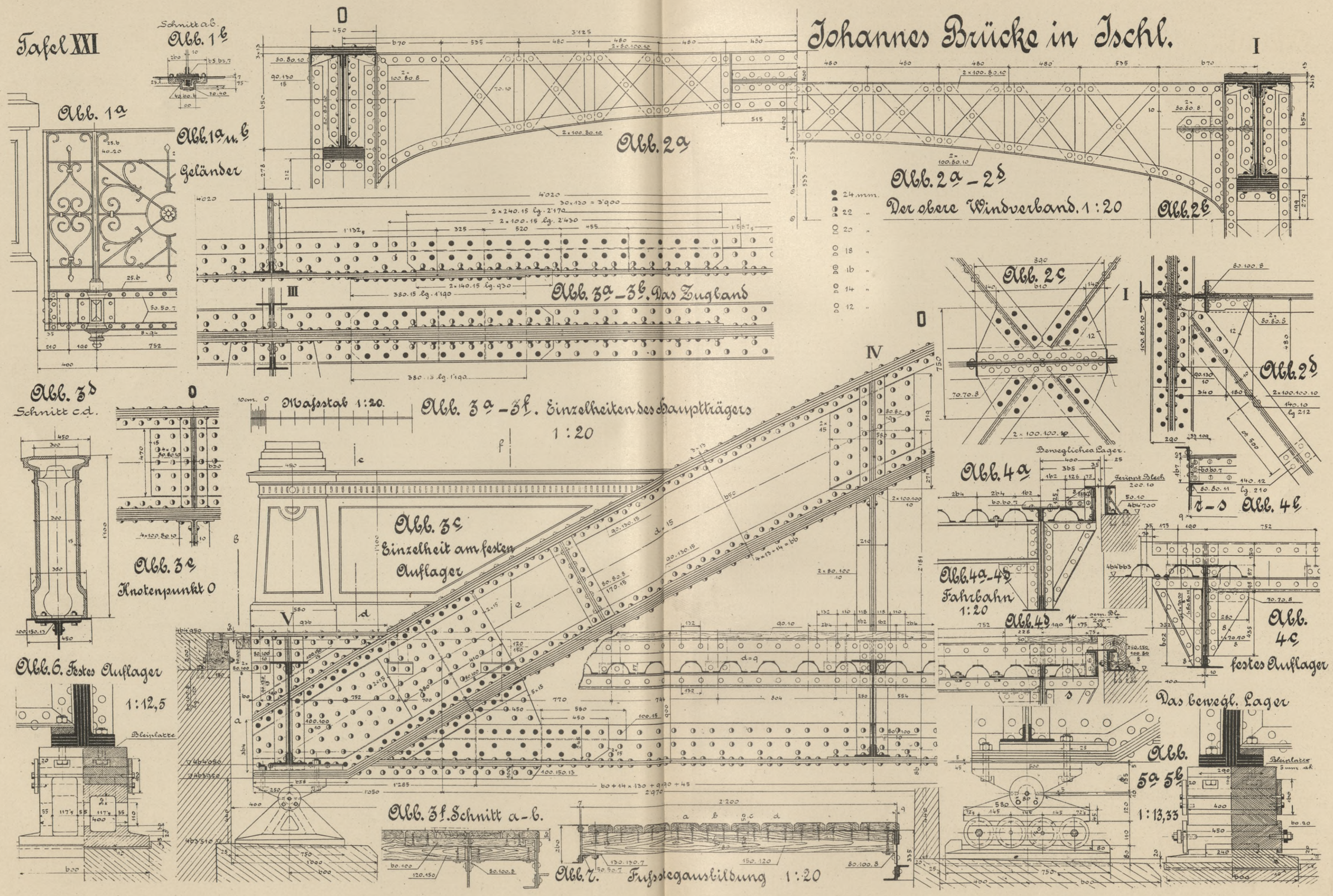
Abb. 6.
Bogenquerschnitt bei O

Abb. 4a & 4b.
Querschnitt durch die Brücke bei II u. V



Tafel XXI

Johannes Brücke in Ischl.



Tafel XXII.

Umbau der Kaiser Franzens Kettenbrücke in Prag. – Abb. 1–6.

Abb. 1 Ansicht Abb. 1

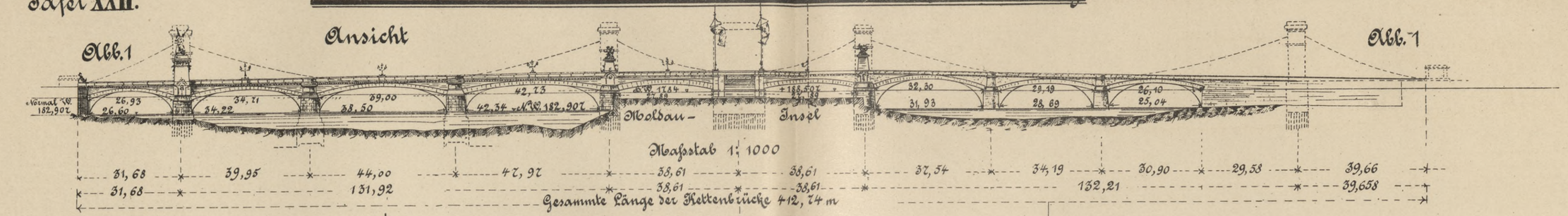


Abb. 2 Grundriß der neuen Brücke 1:1000

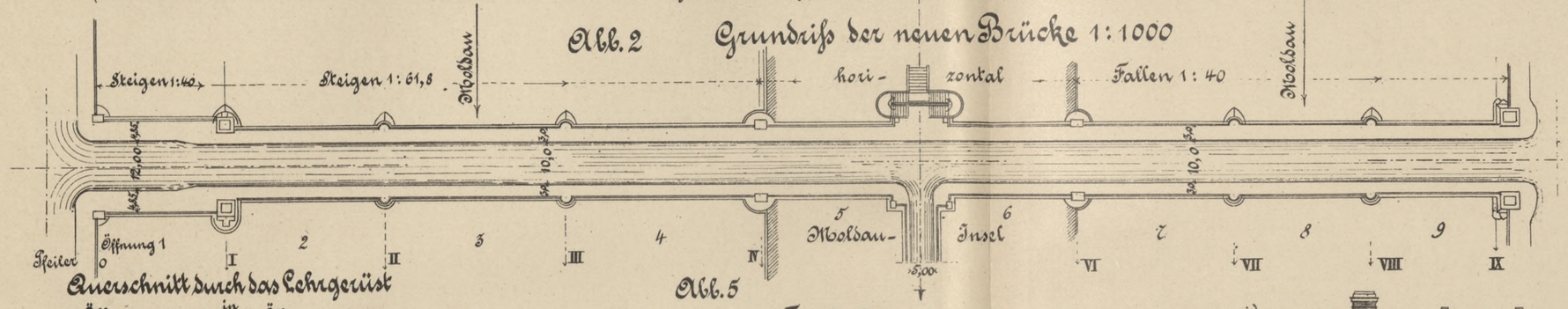


Abb. 7–9. Viadukt der Wiener Stadtbahn.

Querschnitt durch das Lehrgerüst Öffnung 5 u. 6 in Öffnung 7

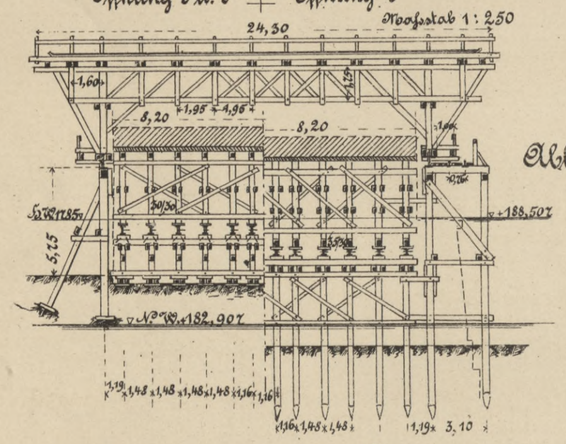


Abb. 3

Abb. 5 Einzelheit der Fahrbahn und Scheitelabwässerung

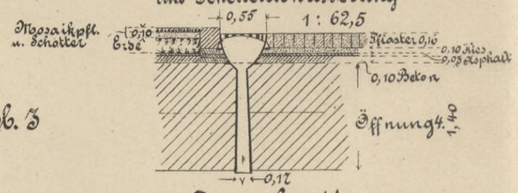
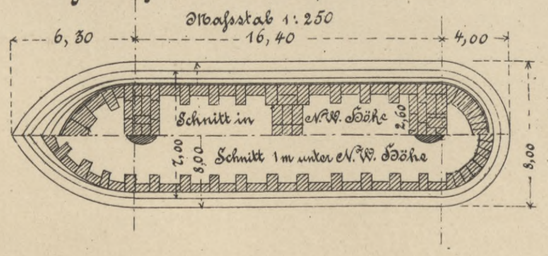


Abb. 4: Grundriß von den neuen Pfeilern II, III, VII u. VIII



Querschnitt durch die Mitte d. Öffnung 4 ⊥ den Pfeiler IV (Verbreiterung

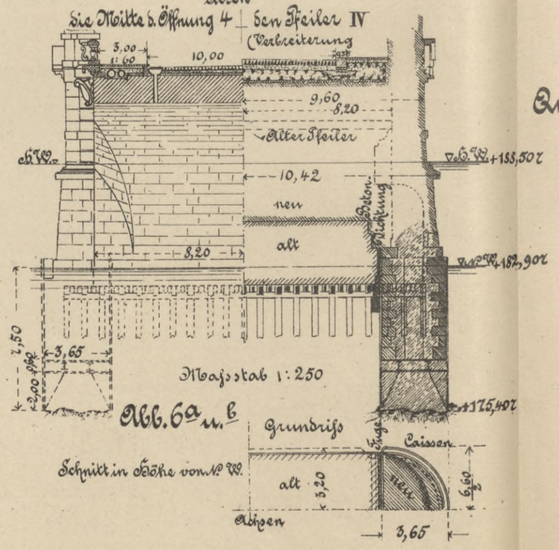


Abb. 6a u. b

Abb. 7a u. 7b. Längsschnitt und Ansicht des Viaduktes der Wiener Stadtbahn.

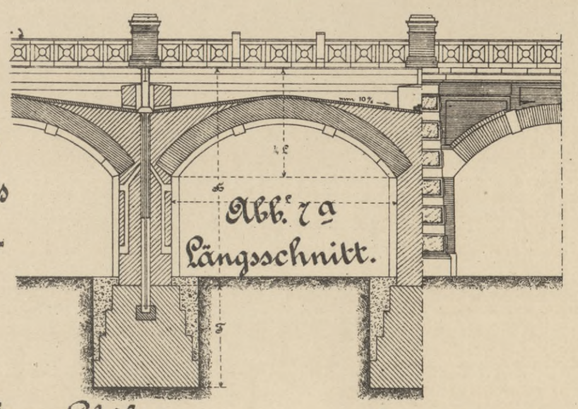


Abb. 7b Ansicht.

Abb. 8. Querschnitt durch den Pfeiler.

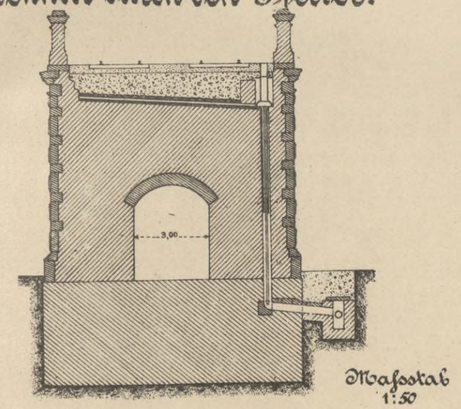
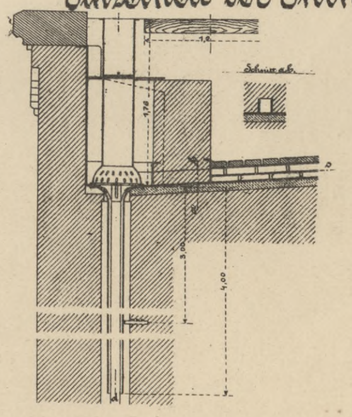


Abb. 9. Einzelheit der Entwässerung.



Tafel XXIII.

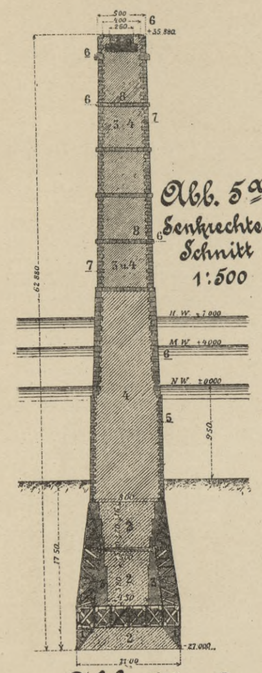


Abb. 5a
Senkrechter Schnitt
1:500

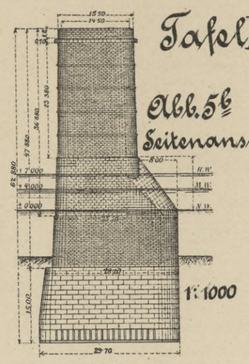


Abb. 5b
Seitenansicht
1:1000

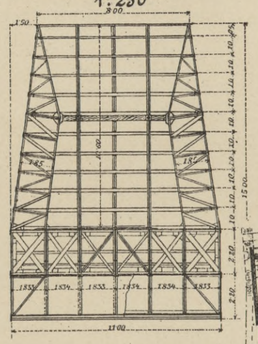
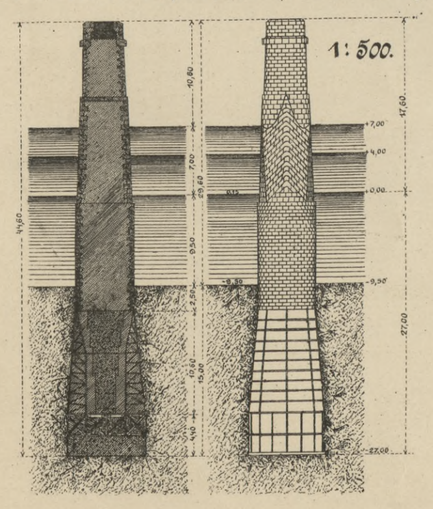


Abb. 5c
Schnitt durch den Caisson
1:250

Abb. 5a–c
Mittelpfeiler der Cernovodabrücke

Zeichenerklärung:
1) Beton in Cement-Mörtel
2) " " hydraul. "
3) Bruchsteinmauerwerk in Cement Mörtel
4) " in hydraul. "
5) Hackelsteinmauerwerk
6) Granitquader-Mauerwerk
7) Quaderverkleidung
8) Quadermauerwerk in Cementmörtel
9) Auflagerquader

Abb. 6. Mittelpfeiler der Borcea Brücke



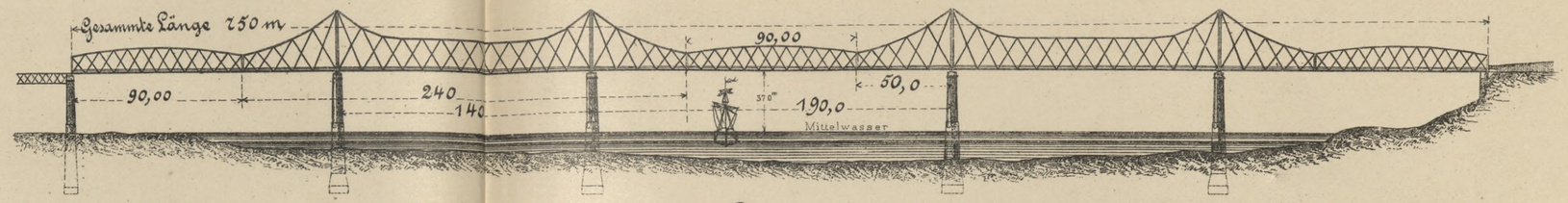


Abb. 1 & 2. Ansicht und Grundriss der Donaubrücke bei Cernavoda. Maßstab 1:2500.

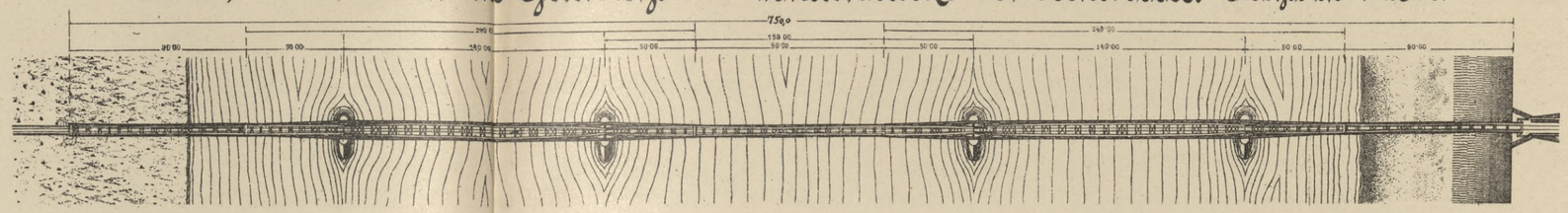


Abb. 3
Querschnitt durch den Auslegerträger über den Pfeilern.

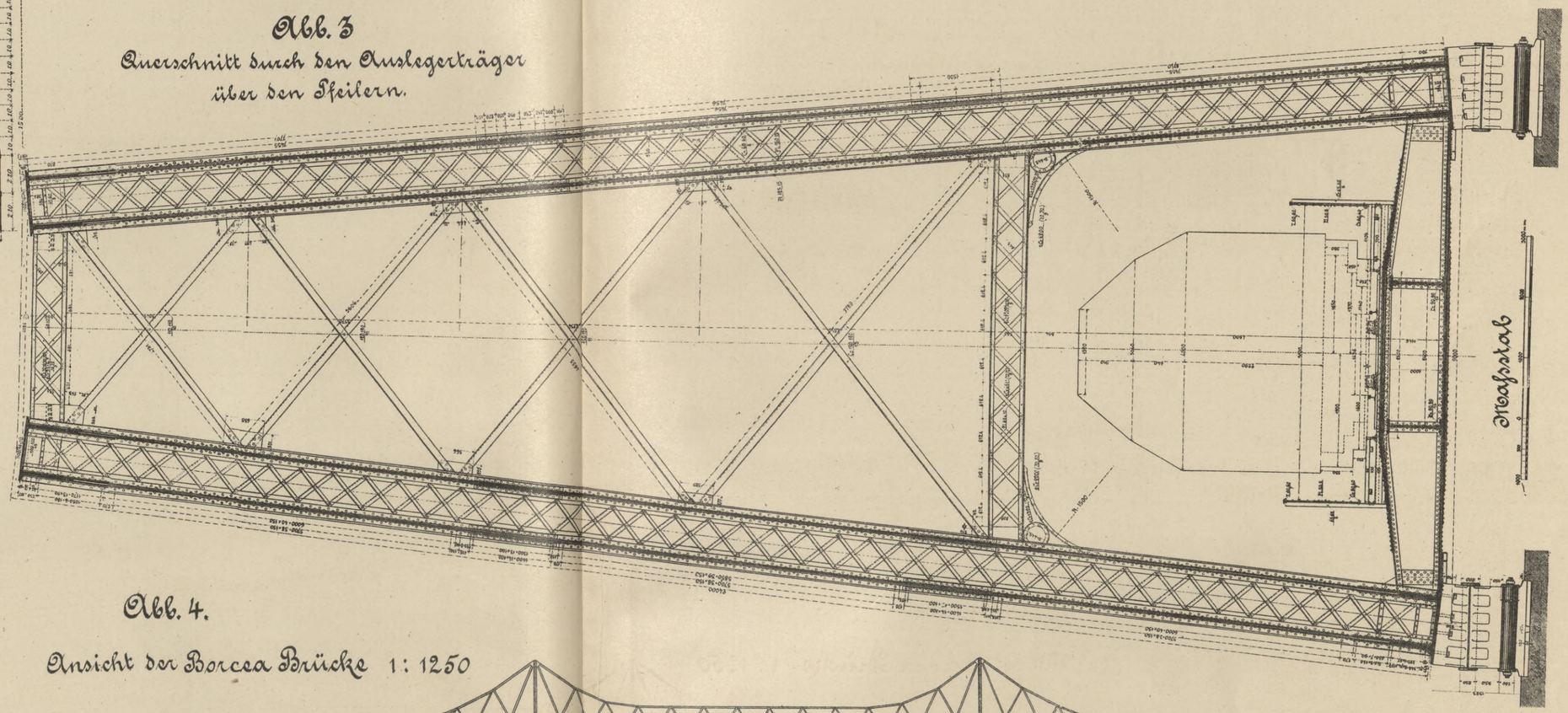
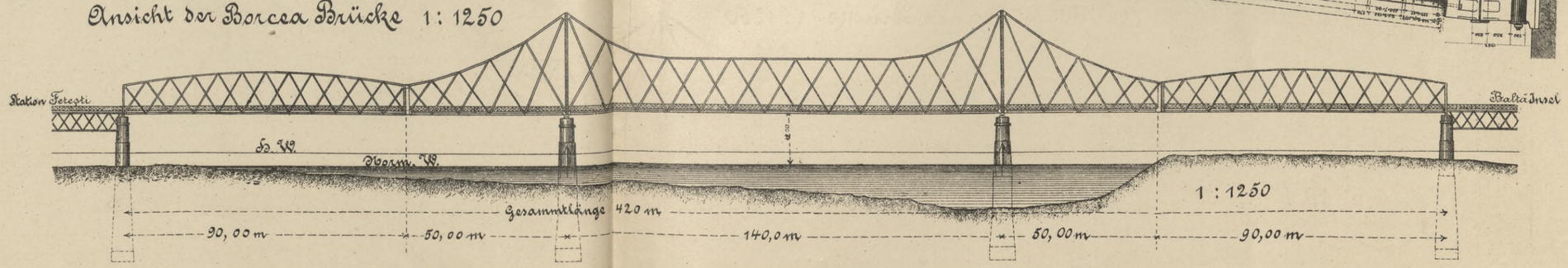


Abb. 4.
Ansicht der Borcea Brücke 1:1250



Tafel XXIV.

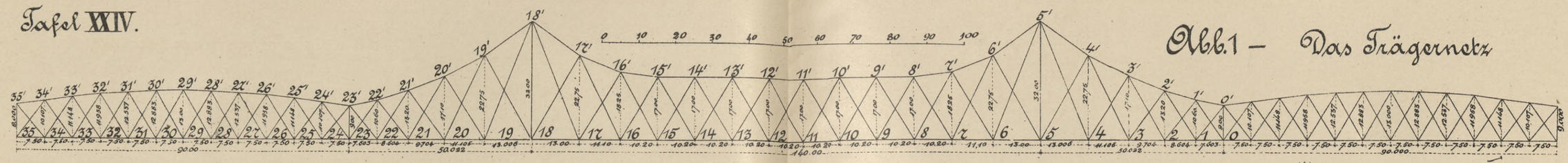


Abb. 1 – Das Trägernetz

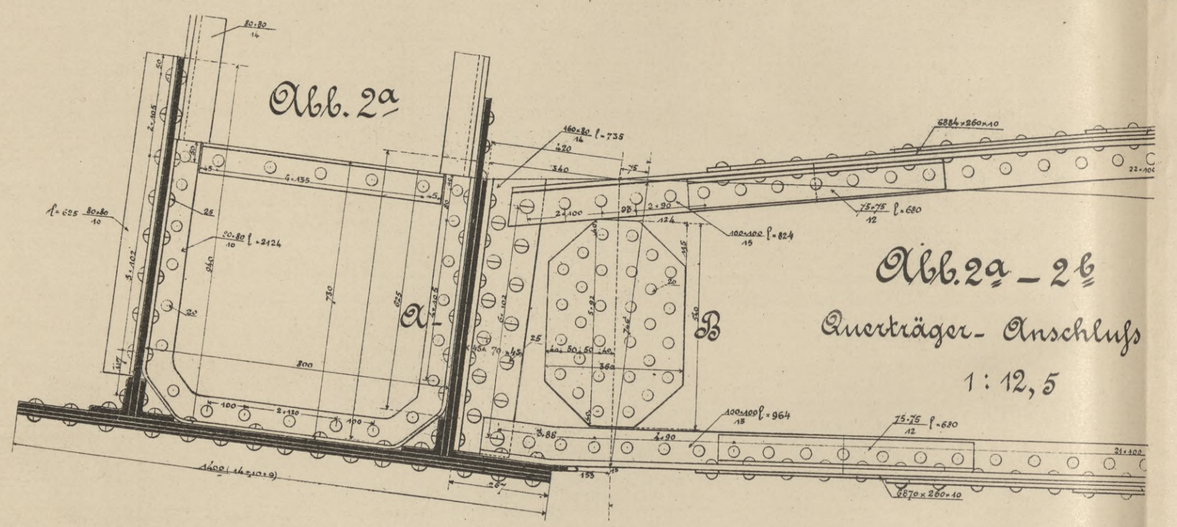


Abb. 2a

Abb. 2a – 2b

Querträger- Anschluss

1 : 12,5

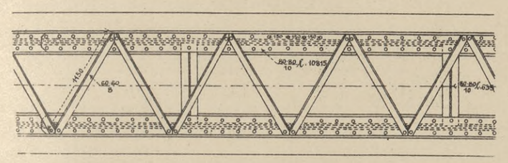


Abb. 3b

Einzelheit von D E

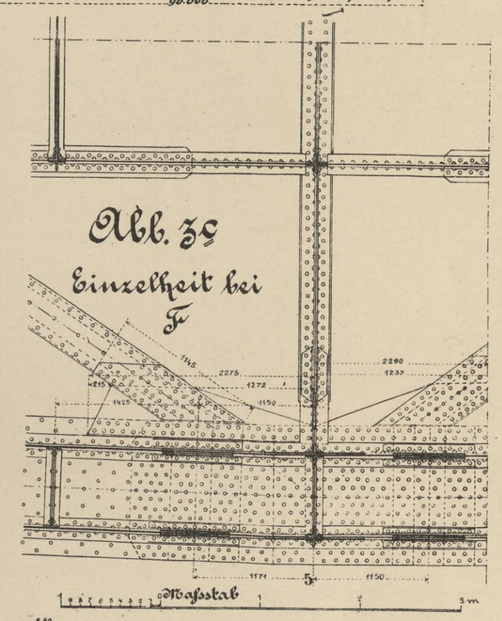


Abb. 3c

Einzelheit bei F

Abb. 3a – 3c

Grundrissanordnung des Ausleger- Trägers

Schnitt A – B

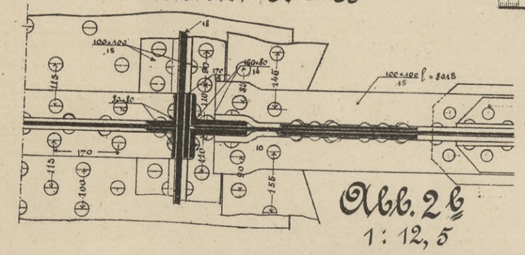
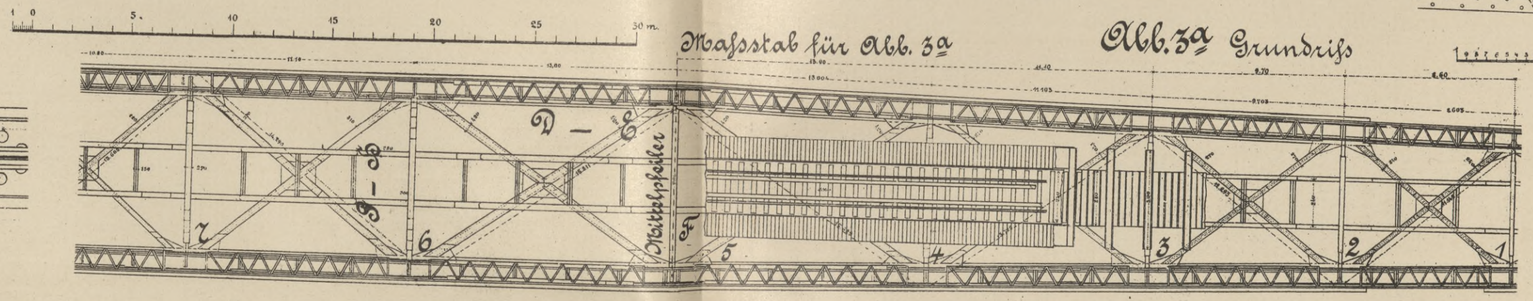


Abb. 2b

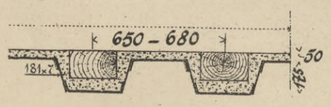
1 : 12,5



Maßstab für Abb. 3a

Abb. 3a Grundriss

Abb. 4. Schwellenanordnung



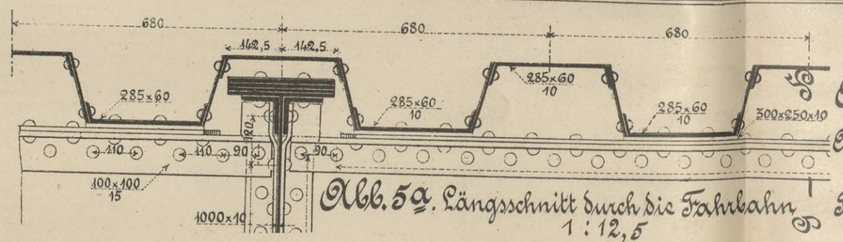


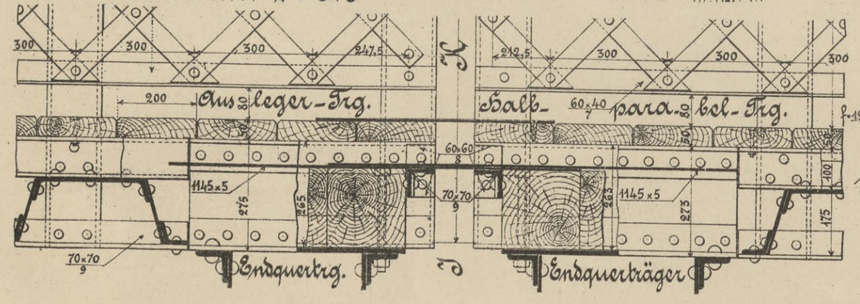
Abb. 5a. Längsschnitt durch die Fahrbahn

1 : 12,5

Abb. 5a–c

Anordnung der Fahrbahn

Abb. 5d. Schnitt L – M



Ausleger-Trg.

Halb-parabel-Trg.

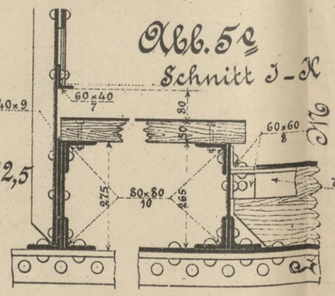
Endquertrg.

Endquerträger

1 : 12,5

Abb. 5c

Schnitt J – K



Maßstab

1 : 12,5

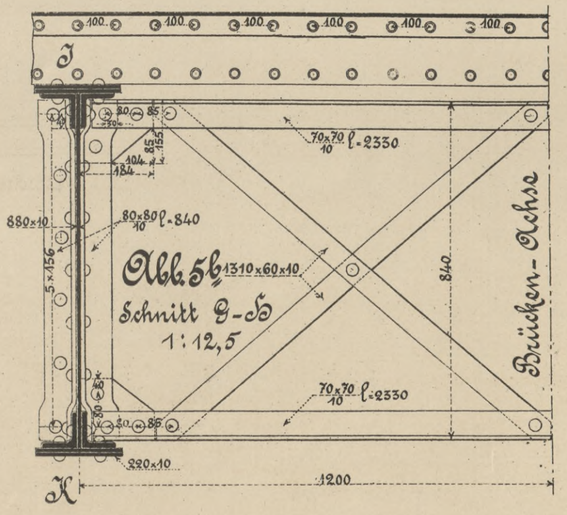


Abb. 5b

Schnitt G – H

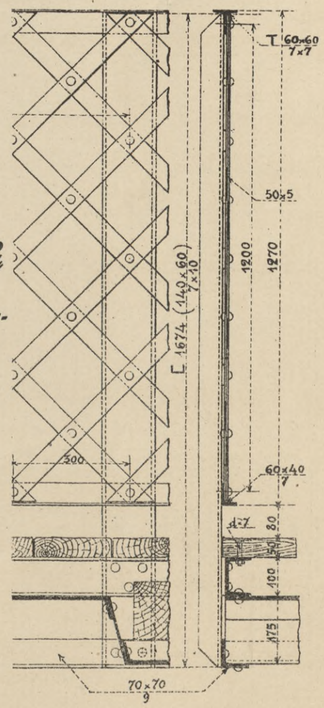
1 : 12,5

Brücken- Achse

Abb. 5c

Geländer- Anschluss

1 : 12,5



Tafel. XXV.

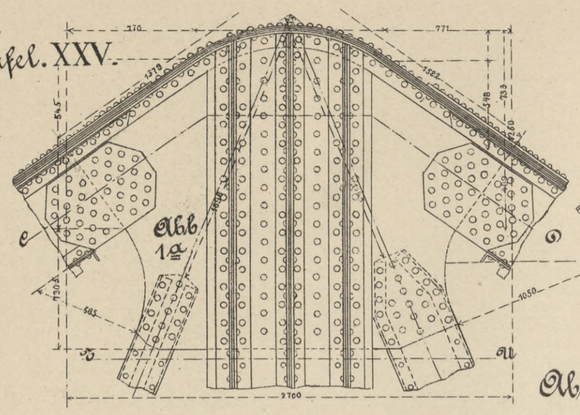


Abb. 1a

Schnitt TU

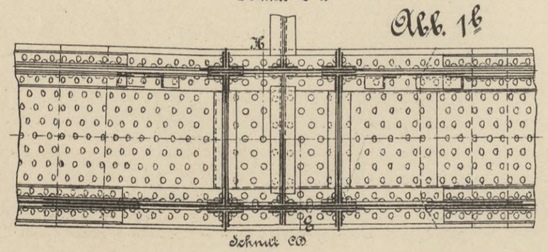


Abb. 1b

Schnitt CD

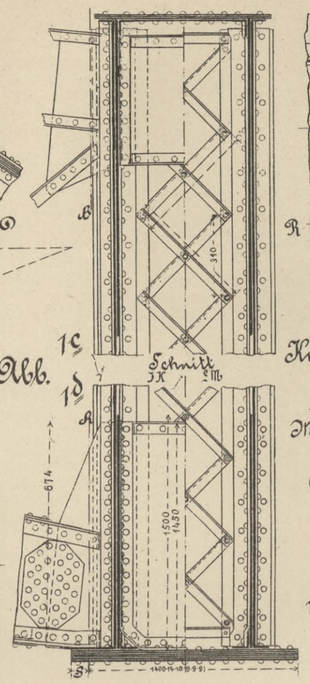


Abb. 1c

Abb. 1d

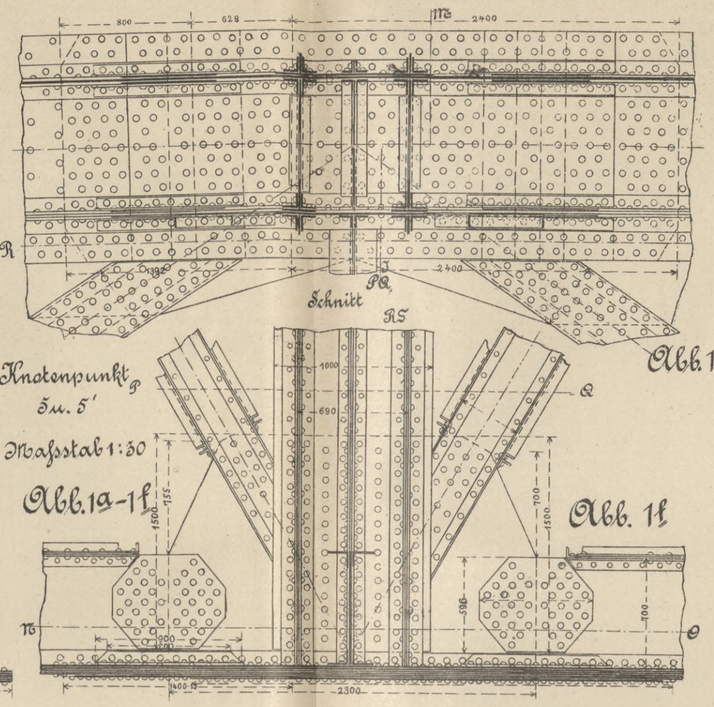


Abb. 1e

Knotenpunkt 5 u. 5'

Maßstab 1:30

Abb. 1a–1f

Abb. 1f

Abb. 6a, 6b & 7

Knotenpunkte 24 u. 24' u. 29' des Halbparabel-Trägers.

Maßstab 1:30

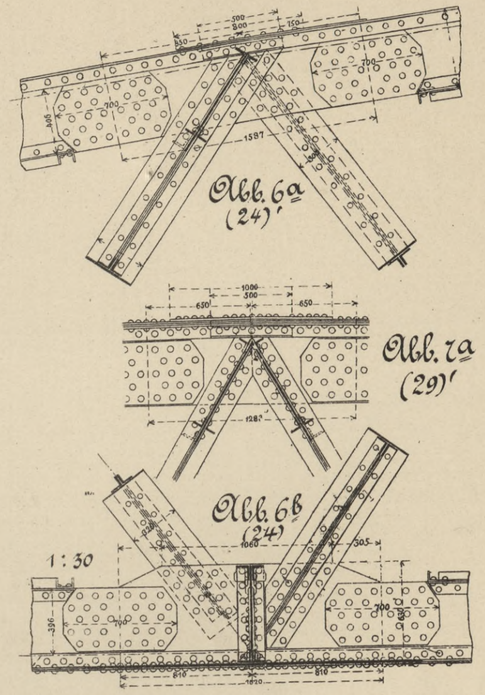


Abb. 6a (24)'

Abb. 7a (29)'

Abb. 6b (24)

1:30

Abb. 2a & 2b

Knotenpunkt 4 u. 4'

Maßstab 1:30

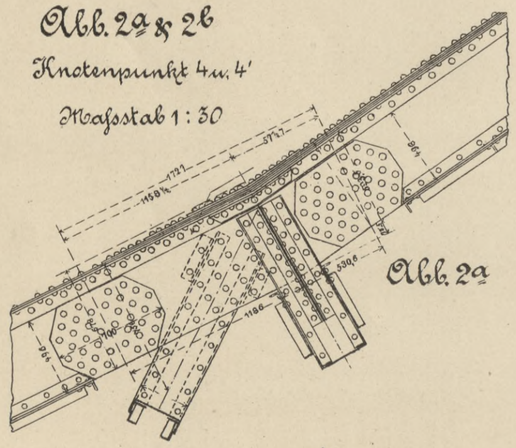


Abb. 2a

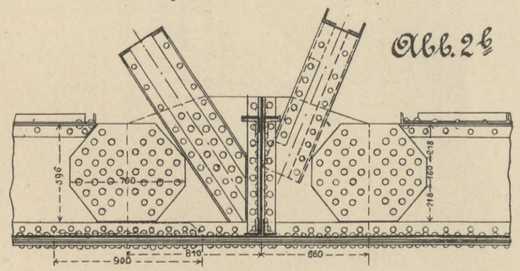


Abb. 2b

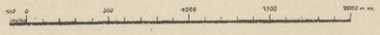


Abb. 3a & 3b

Knotenpunkt 12 u. 12' Maßstab 1:30

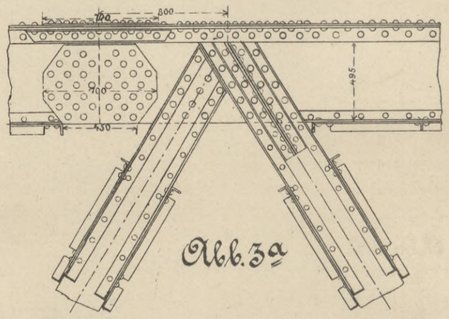


Abb. 3a

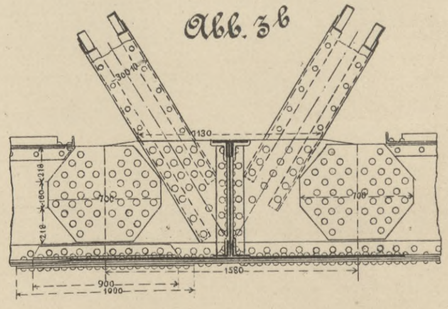


Abb. 3b

Abb. 4a & 4b

Festes Auflager des Ausleger-Trägers

1:30

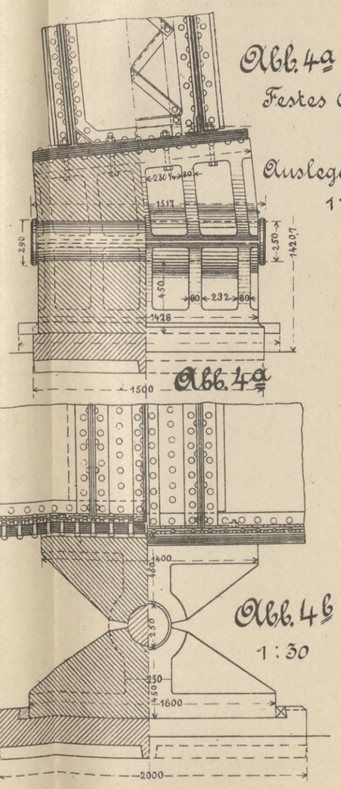
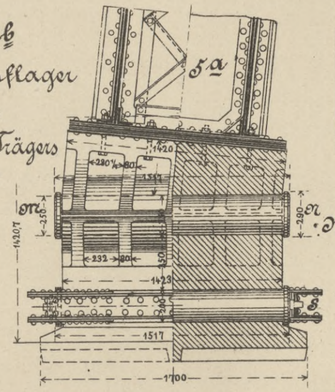


Abb. 4a

Abb. 4b

1:30

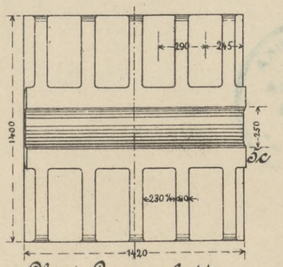
Abb. 5a – 5d. Bewegliches Auflager des Ausleger-Trägers.



5a

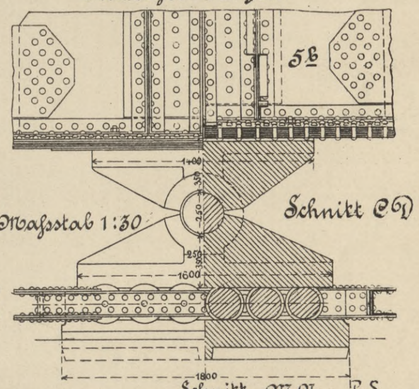
Maßstab 1:30

Schnitt A-B



Obere Lagerplatte

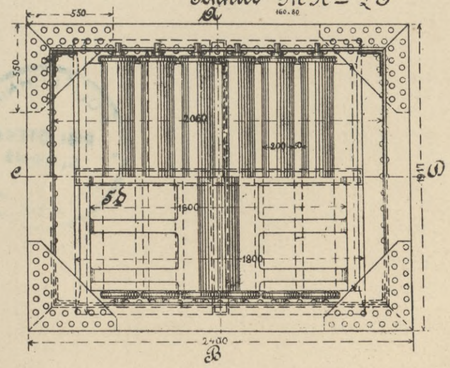
(von unten gesehen)



5b

Schnitt CD

Schnitt MN – TS



5d

Bleich, Jul., Tabellen zur Bestimmung der Kontraktion und Zugfestigkeit von Probestäben von 19,5—20,5 mm Durchmesser. 8.
geh. M. 2.—; geb. M. 2.40

Brik, Joh. E., Über die Erkenntnis abnormaler Zustände in eisernen Brücken. Vortrag, gehalten in der Wochenversammlung des Österr. Ingenieur- und Architektenvereins am 12. Februar 1887. Mit 11 Figuren im Text. 8. 1891. M. —.80

Der Brückenbau. (Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Band.) In fünf Abteilungen. Dritte vermehrte Auflage. Lex.-8.

Bisher erschien:

1. Abteilung: Die Brücken im allgemeinen. Steinerne und hölzerne Brücken. Wasserleitungs- und Kanalbrücken. Kunstformen des Brückenbaues. Bearbeitet von R. Baumeister, F. Heinzerling, Th. Landsberg, Fr. Lorey, G. Mehrtens, G. Tolkmitt, herausgegeben von Th. Landsberg, in erster und zweiter Auflage von Dr. Th. Schäffer und Ed. Sonne. Dritte vermehrte Auflage. Mit 306 Textfiguren, vollständigem Sachregister und 30 lithographierten Tafeln. 1899.
geh. M. 24.—; geb. M. 27.—

Inhalt: Einleitung. — I. Kapitel: Landsberg, Th., Die Brücken im allgemeinen. Mit Taf. I—IV und 27 Textfig. — II. Kapitel: Tolkmitt, G., Steinerne Brücken. Mit Taf. V—X und 49 Textfig. — III. Kapitel: Mehrtens, G., Ausführung und Unterhaltung der steinernen Brücken. Mit Taf. XI—XX und 56 Textfig. — IV. Kapitel: Heinzerling, F., Hölzerne Brücken. Mit Taf. XXI—XXV und 100 Textfig. — V. Kapitel: Lorey, Fr., Wasserleitungs- und Kanalbrücken. Mit Taf. XXVI und 40 Textfig. — VI. Kapitel: Baumeister, R., Die Kunstformen des Brückenbaues. Mit Taf. XXVII—XXX und 34 Textfig.

In Vorbereitung befinden sich:

Zweite Abteilung: Die eisernen Brücken im allgemeinen. Theorie der eisernen Balkenbrücken. Konstruktion der eisernen Balkenbrücken. Die Brückenbahn.

Dritte Abteilung: Bewegliche Brücken.

Vierte Abteilung: Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken. Konstruktion der Hängebrücken. Konstruktion der eisernen Bogenbrücken.

Fünfte Abteilung: Eiserne Brückenpfeiler. Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Dietz, Wilhelm, Bewegliche Brücken. (Fortschritte der Ingenieurwissenschaften II. 5.) Mit 106 Textfiguren. 8. 1897. M. 5.—

Doell, Albert, Die Regulierung geschiebeführender Wasserläufe besonders des Oberrheines durch eiserne Leitwerke, Grundschwellen und Buhnen. (Fortschritte der Ingenieurwissenschaften II. 6.) Mit 33 Textfiguren. 8. 1896. M. 3.—

Franzius, L., Die Korrektion der Unter-Weser. Auf Veranlassung der vom Senat und von der Bürgerschaft der freien Hansestadt Bremen niedergesetzten Deputation für die Unterweserkorrektion dargestellt, unter Mitwirkung von H. Bücking. Mit 7 Karten und 24 Abbildungen in besonderem Atlas. Text in Fol. in Leinen geb., Atlas in Gr.-Fol. in Mappe. 1895. M. 30.—

Klasen, Ludw., Handbuch der Hochbau-Konstruktionen in Eisen und anderen Metallen für Architekten, Ingenieure, Konstrukteure, Bau-Handwerker und technische Lehranstalten. Drei Lieferungen. Mit 993 Holzschn. und 20 lithograph. Tafeln. hoch 4. (XII, 528 S.) 1875, 76. M. 35.—
In einen Band cart. M. 37.—

1. Lief.: 10 Bogen Text mit den Holzschnitt-Figuren 1—314 und 2 lithogr. Taf. 1875. M. 9.—
   1. Die Gewinnung und Verarbeitung der Metalle. — 2. Die Festigkeit der Materialien. — 3. Die Verbindung der Metalle. — 4. Konstruktion der Träger und Säulen.
2. Lief.: 11 Bogen Text mit den Holzschnitt-Figuren 315—659 und 10 lithogr. Taf. 1875. M. 12.—
   5. Konstruktion der Dächer. — 6. Konstruktion der Decken.
3. Lief.: 13 Bogen Text mit den Holzschnitt-Figuren 660—993 und 8 lithogr. Taf. 1876. M. 14.—
   7. Gallerien, Balkons und Erker. — 8. Gebäude, welche grösstenteils aus Eisen hergestellt werden. — 9. Eiserne Treppen. — 10. Metallkonstruktionen an Thüren und Fenstern. — 11. Gasbeleuchtung und Wasserleitung. — 12. Heizung und Ventilation. — 13. Blitzableiter und Haustelegraphen. — 14. Fenstergitter, Thüroberlichte, Geländer und Einfahrtthore. — 15. Maass- und Gewichtssysteme und Tabellen.

Leibbrand, Karl von, Gewölbte Brücken (Fortschritte der Ingenieurwissenschaften II. 7.) Mit 18 Textfiguren. 8. 1897. M. 5.—

Oppermann, L., Allgemeine und technische Bedingungen für die Verdingung und Ausführung von Arbeiten und Lieferungen zu Ingenieur-Bauten. Zweite verbesserte Auflage. Lex.-8. 1896. geh. M. 4.—; geb. M. 5.—

— Die Vorarbeiten für Schiffahrtskanäle oder ähnliche Anlagen und die Geschäftsführung bei deren Ausbau. Mit 6 zum Teil farbigen Tafeln. Lex.-8. 1895. geh. M. 18.—; geb. M. 19.50

Pfleger, Rob., Tabellen über die berechnete Tragfähigkeit der beim Hochbau zu verwendenden eisernen Stützen. Ein Hilfs- und Nachschlagebuch für Architekten und Bauunternehmer. Mit 59 Textfiguren. Kl.-8. 1892.
In Leinwand gebunden M. 3.—

— Tabellen über die berechnete Tragfähigkeit der beim Hochbau zu verwendenden eisernen Träger. Ein Hilfs- und Nachschlagebuch für Architekten und Bauunternehmer. Kl.-8. 1891. In Leinwand gebunden M. 2.40

Williams, R., Projektierung und Veranschlagung von Flussbefestigungen erläutert an einer Flusstrecke der weissen Elster sowie Beispiele zur Nachprüfung der Fargue'schen Gesetze mit Hilfe der Methode der Stossflächen. Mit 6 Textfiguren und 12 Tafeln. Fol. 1899. M. 8.—

Sonderverzeichnisse ihres technologischen Verlages sowie ausführliche Prospekte über das „Handbuch der Ingenieurwissenschaften" versendet die Verlagsbuchhandlung gratis und franko.

Druck der Kgl. Universitätsbuchdruckerei von H. Stürtz in Würzburg.