Der

BRÜCKENBAU.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften II. Band.

Fünfte Abteilung.

Eiserne Brückenpfeiler, Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken

bearbeitet von

F. Heinzerling und **W. Hinrichs,**

herausgegeben von

Dr. Th. Schäffer,
Grofsherzogl. Ministerialrat
in Darmstadt,

und

Ed. Sonne,
Geh. Baurat, Professor
an der technischen Hochschule in Darmstadt.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Mit 141 Textfiguren, Sachregister und 11 lithographierten Tafeln.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1889.

HANDBUCH

der

INGENIEURWISSENSCHAFTEN

in vier Bänden.

Zweiter Band:

Der Brückenbau.

Herausgegeben

von

Th. Schäffer und Ed. Sonne.

Fünfte Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Leipzig
Verlag von Wilhelm Engelmann
1889.

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung, sind vorbehalten.

Handbuch des Brückenbaus.

Übersicht des Inhalts der einzelnen Kapitel.

Bei dem Plane, welcher der ersten Abteilung des Brückenbaues beigefügt ist, wurde die Einteilung des Werks in drei Abteilungen in Aussicht genommen; es ist indessen erforderlich geworden, deren fünf zu bilden und die Kapitel in nachstehender Weise einzufügen. Ein früher geplantes Kapitel über theoretische Gewichtsbestimmung der eisernen Brücken musste ausfallen; Näheres ist in dem Vorworte zu der vierten Abteilung angegeben.

Erste Abteilung.

I. Die Brücken im allgemeinen.
II. Steinerne Brücken.
III. Ausführung und Unterkaltung der steinernen Brücken.
IV. Hölzerne Brücken.
V. Aquadukt- und Kanal-Brücken.
VI. Die Kunstformen des Brückenbaus.

Zweite Abteilung.

VII. Die eisernen Brücken im allgemeinen.
VIII. Die Brückenbahn.
IX. Theorie der eisernen Balkenbrücken.
X. Konstruktion der eisernen Balkenbrücken.

Dritte Abteilung.

XI. Bewegliche Brücken.

Vierte Abteilung.

XII. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken.
XIII. Konstruktion der Hängebrücken.
XIV. Konstruktion der eisernen Bogenbrücken.

Fünfte Abteilung.

XV. Eiserne Brückenpfeiler.
XVI. Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Inhalts-Verzeichnis

der fünften Abteilung.

XV. Kapitel.

Die eisernen Brückenpfeiler.

Bearbeitet von Dr. F. Heinzerling, Königl. Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

(Hierzu Tafel I bis IV und 90 Textfiguren.)

Seite

§ 1. Die eisernen Brückenpfeiler im allgemeinen 1
§ 2. Technische Entwickelung der eisernen Brückenpfeiler 2
§ 3. Arten und Anwendung der eisernen Brückenpfeiler 8
§ 4. Hilfswerte zur statischen Berechnung eiserner Brückenpfeiler 12
§ 5. Grundzüge der Theorie eiserner Brückenpfeiler 14
1. Die Säulenpfeiler 14
2. Die Wandpfeiler 18
3. Die Turmpfeiler (Fachwerkpfeiler) 24
§ 6. Die Säulenpfeiler 32
1. Die gusseisernen Säulenpfeiler 32
2. Die gemischteisernen Säulenpfeiler 34
3. Die schmiedeeisernen Säulenpfeiler 34
§ 7. Die gusseisernen Röhrenpfeiler 37
§ 8. Die eisernen Wandpfeiler 38
1. Die gemischteisernen Wandpfeiler 39
2. Die schmiedeeisernen Wandpfeiler 42
§ 9. Die eisernen Turmpfeiler 48
1. Die gegliederten gusseisernen Turmpfeiler 51
2. Die gemischteisernen Turmpfeiler 53
3. Die schmiedeeisernen Turmpfeiler 59
§ 10. Die eisernen Gerüstpfeiler 68
1. Die gusseisernen Gerüstpfeiler 70
2. Die schmiedeeisernen Gerüstpfeiler 71
§ 11. Gewichte und Kosten eiserner Brückenpfeiler 75
Litteratur 78

XVI. Kapitel.

Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Bearbeitet von W. Hinrichs, Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor in Cassel.

(Hierzu Tafel V bis XI und 51 Textfiguren.)

§ 1. Einleitung 83

A. Vorbereitungen und Werkstattsarbeiten.

§ 2. Verdingung 86

Normalbedingungen.

1. Beschaffenheit des Eisens 87
2. Herstellung der Eisenkonstruktion 87
3. Abnahme 91
3. Arbeitszeichnungen. Materialauszüge 95

Seite

§ 4. Prüfungen des Materiales 99
Allgemeine Bestimmungen 100
Prüfung von Schmiedeisen und Stahl 101
Qualität der Materialien 103
§ 5. Kosten der Materialien 109
§ 6. Die Zulage 111
§ 7. Bearbeitung der einzelnen Stücke 114
§ 8. Verbinden der einzelnen Stücke 119
§ 9. Zusammensetzung und Montierung in der Werkstatt. Revision 121
§ 10. Materialverluste. Kosten der Werkstattsarbeiten 122
§ 11. Anstriche 123

B. Die Aufstellung der Brücken.

§ 12. Allgemeines über das Montieren 128
§ 13. Einrichten der Baustelle. Geräte 131
§ 14. Montierungsarbeiten 132
§ 15. Absteckungsarbeiten und Pfeileraufbau 134
§ 16. Konstruktion der Montierungsgerüste 139
§ 17. Berechnung der Gerüste 143

I. Balkenbrücken.

§ 18. Montieren auf hölzernen Hilfsbrücken 146
§ 19. Montieren auf eisernen Hilfsbrücken 153
§ 20. Einbringen mittels Wagen 150
§ 21. Seitliches Einschieben von Trägern 100
§ 22. Einschieben von Trägern ohne Anwendung durchgehender Rüstungen 102
§ 23. Einbringen mit Pontons 168
§ 24. Heben fertiger Träger 173
§ 25. Senken fertiger Träger 179
§ 26. Montieren ohne feste Gerüste 180

II. Bogenbrücken.

§ 27. Montieren auf durchgehenden Rüstungen 188
§ 28. Einfahren von Bogenträgern und Aufstellen derselben auf Pfeilergerüsten 193
§ 29. Montieren ohne feste Rüstungen durch Verankerung einzelner Konstruktionsteile . . . 195

III. Hängebrücken.

§ 30. Montieren auf festen Gerüsten 201
§ 31. Montieren mit Hängerüstungen und ohne Rüstungen 203

C. Vollendungsarbeiten. Abnahme der Brücken. Baukosten.

§ 32. Einrichten der Brücken 209
§ 33. Sonstige Vollendungsarbeiten 212
§ 34. Prüfung eiserner Brücken. Messung der Durchbiegung der Träger sowie der Spannung in den einzelnen Konstruktionsteilen 213
1. Vorrichtungen zur Messung der Durchbiegungen 214
2. Vorrichtungen zum Messen der Spannungen 218
§ 35. Baukosten eiserner Brücken 222

D. Unterhaltung der Brücken.

§ 36. Revision eiserner Brücken 233
Instruktion für die Ausführung der Revisionen und Belastungs-Proben eiserner Brücken
A. Die Revision 234
B. Die Belastungsproben 230
§ 37. Brücken-Revisions-Bücher 242
§ 38. Unterhaltungs- und Ergänzungsarbeiten 248
§ 39. Umbau eiserner Brücken. Neubau derselben an Stelle von alten 256
§ 40. Kosten der Unterhaltung eiserner Brücken 261

Berichtigungen 204
Sachregister 205

Atlas von 11 Tafeln nebst Inhaltsverzeichnis.

XV. Kapitel.

Die eisernen Brückenpfeiler.

Bearbeitet von

Dr. F. Heinzerling,

Königl. Baurat, Professor an der technischen Hochschule zu Aachen.

(Hierzu Tafel I bis IV und 90 Holzschnitte.)

---

§ 1. Die eisernen Brückenpfeiler im allgemeinen. Da die eisernen Brücken als Balkenbrücken, Stützbrücken oder Hängebrücken ausgeführt werden, so haben deren Endpfeiler (Landpfeiler) bezw. als Auflager-, Widerlag- oder Ankerpfeiler zu wirken, während deren Zwischenpfeiler (Strompfeiler) bezw. einem senkrechten oder einem von dem senkrechten mehr oder minder abweichenden Druck ausgesetzt sind.

Die Endpfeiler werden für Stützbrücken und Hängebrücken, um der Horizontalwirkung des Überbaues und des Erddruckes mit Erfolg widerstehen zu können, durchweg, für Balkenbrücken, bei welchen sie einer Vertikalwirkung des Überbaues und einer Horizontalwirkung nur des Erddruckes zu widerstehen haben, in den bei weitem meisten Fällen aus Mauerwerk hergestellt. Ausnahmsweise bestehen sie, wie an der Viktoria-Brücke bei Windsor, aus gufseisernen, mit Beton gefüllten Röhren oder, wie an der Warnow-Brücke bei Rostock[1]), aus schmiedeisernen, auf dem Damme ruhenden Unterlagen. Die Zwischenpfeiler werden bei Stützbrücken, auch wenn sie im Trocknen stehen, meist aus Stein, ausnahmsweise, wie an der Theifs-Brücke bei Szegedin, aus gufseisernen, mit Beton gefüllten Röhren, bei Balkenbrücken und Hängebrücken teils ganz aus Stein, teils aus Eisen, teils aus Stein mit eisernen Pfeileraufsätzen ausgeführt. Eiserne Pfeiler und eiserne Pfeileraufsätze haben meist bei hohen lichten Öffnungen Anwendung gefunden und bestehen aus Gufseisen oder aus Gufs- und Schmiedeisen zugleich fast an allen älteren, aus Schmiedeisen allein, weil dasselbe bei Erschütterungen gröfsere Sicherheit gewährt, an allen neueren Brückenbauten dieser Gattung. Die eisernen Pfeiler erhalten, falls sie nicht aus versenkten eisernen Röhren oder aus eingeschraubten Pfählen bestehen oder auf Felsen ruhen, gemauerte Sockel von angemessener Höhe und eben solche Fundamente, während die eisernen Pfeileraufsätze sich am natürlichsten auf gemauerten Untersätzen erheben, welche in einzelnen Fällen, z. B. bei Hängebrücken und bei Balkenbrücken mit Linsenträgern, selbst bis zur Brückenbahn reichen, bezw. derselben noch zur Unterstützung dienen. Die letztgenannte An-

[1]) Vergl. Deutsche Bauz. 1886, S. 277.

ordnung haben u. a. die Pfeiler des eisernen Stegs in Frankfurt a. M. und die Pfeiler der Eisenbahnbrücke bei Mainz erhalten.

Den steinernen Pfeilern gegenüber bieten die eisernen Pfeiler einerseits den Vorteil einer geringeren Belastung des Baugrundes, einer geringeren Einschränkung der Öffnungen für Unterführung von Verkehr oder von Wasserläufen und meist der Möglichkeit einer weit rascheren und billigeren Ausführung, andererseits den Nachteil einer vergleichsweise geringeren Stabilität, einer voraussichtlich kürzeren Dauer und eines minder monumentalen Charakters. Die Vorzüge, welche hiernach in manchen praktischen Fällen die eisernen Pfeiler vor den steinernen besitzen, haben seit ihrer Einführung[2]) eine stets zunehmende Anwendung und Vervollkommnung derselben zur Folge gehabt.

Die eisernen Pfeiler gelangen als Säulen-, Röhren-, Wand-, Gerüst- oder Turm-Pfeiler zur Ausführung. Unter diesen werden die Säulen- und Wandpfeiler entweder am Fuſse verankert oder, um den Längenänderungen der von ihnen gestützten Träger folgen zu können, am Fuſse und Kopfe mit Gelenken versehen, d. h. bezw. als feste oder als Pendelpfeiler konstruiert, während die Röhren- und Turmpfeiler entweder als sog. feste oder als Pfeiler mit teils festem, teils verschiebbarem Fuſs ausgeführt werden. Hierbei erhalten die Röhrenpfeiler durch mechanische oder durch pneumatische Versenkung, bei Vorhandensein von sandigem Baugrund, wie bei dem in der Bombay-Baroda-Bahn erbauten Taptee-Viadukt, auch wohl durch Einschrauben ihren festen Stand, während die Turmpfeiler mit den gemauerten Sockeln, worauf sie durchweg ruhen, stets fest oder so verankert werden, daſs die erwähnte horizontale Verschiebung, meist innerhalb ovaler Ankerbolzenlöcher, erfolgen kann. Als eine besondere Gattung von Pfeilern, welche besonders in den Vereinigten Staaten bei hölzernen und eisernen Viadukten zur Anwendung gelangen, sind noch diejenigen der Gerüstbrücken *(trestle bridges)* zu erwähnen, welche bei geringen gegenseitigen Abständen einen verhältnismäſsig geringen Druck auf den Baugrund ausüben, mehr oder minder untereinander verbunden werden und sich hinsichtlich der Anordnung teils den Wandpfeilern, teils den Turmpfeilern nähern.

Nach einer kurzen Geschichte der Entwickelung der eisernen Brückenpfeiler sollen im nachfolgenden neben den Grundzügen ihrer Theorie die Konstruktionen der einzelnen eisernen Pfeiler und am Schlusse dieses Kapitels das Nähere über deren Gewichte und Kosten angegeben, sowie die wichtigere einschlägige Litteratur hinzugefügt werden.

§ 2. Technische Entwickelung der eisernen Brückenpfeiler. Die ersten eisernen Brückenstützen bestanden aus Gufseisen und wurden in England, Deutschland und Frankreich in der Form hohler, entweder cylindrischer oder schwach konischer Säulen angewandt, wovon u. a. die im Jahre 1831 für Fuſsgänger erbaute Kavalierbrücke in Berlin[3]), sowie mehrere im Jahre 1837 in der Linie Paris-St. Germain von Etzel ausgeführte Strafsenüberführungen[3]) Beispiele liefern. Seit den 40er Jahren wurden auch in den vereinigten Staaten von Nordamerika zur Unterstützung von Brückenträgern gufseiserne Stützen in Form von hohlen Säulen oder von Pfosten mit rechteckigen Querschnitten, von welchen letzteren die gekuppelten Pfosten des die Linie Morris-Essex über das Überschwemmungsgebiet des Passaic bei Newark führenden Viaduktes[3]) Beispiele geben. Wohl die kühnste Anwendung gufseiserner Pfosten zur Unterstützung von Brücken-

[2]) Die im Jahre 1817 und 1819 von S. Brown ausgeführten Hängebrücken über den Tweed bei Kings Meadow und in Norham-Ford bei Berwick erhielten bereits bezw. eiserne Säulen und Pfeiler zur Aufnahme der Ketten; vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 180 u. 181.

[3]) Vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 356 ff.

trägern zeigt der im Jahre 1852 nach Art der Gerüstbrücken *(trestle bridges)* konstruierte Trayrun-Viadukt[3]) in der Baltimore-Ohio-Bahn (s. T. IV, F. 18 bis 24), dessen rechteckige, innen hohle Pfosten, in teils lotrechten, teils geneigten Ebenen angeordnet, zu je drei in gufseisernen Schuhen stecken, etwa in der Mitte ihrer Höhe gestofsen und verschraubt sind, während sich an den Stöfsen durchbrochene gufseiserne Lang- und Querbänder anschliefsen, welche mit Hilfe schmiedeiserner Diagonalen aus Rundeisen einen Horizontalverband bilden. Die ersten gegliederten eisernen Pfeiler erhielten die in den Jahren 1853—1856 von Etzel erbauten Viadukte über die Sitter bei St. Gallen (s. T. III, F. 1 bis 6), über die Glatt bei Flawyl und über die Thur bei Wyl, deren gufseiserne Pfeiler aus je zwei parallelen, sich normal schneidenden Tragwänden bestehen, die aus durchbrochenen Rahmstücken mittels Flantschen und Bolzen zusammengesetzt und mit einem Quadersockel durch starke Anker verbunden sind.

Nachdem man bereits in den Jahren 1838—1844 zur Gründung von Leuchttürmen[4]) Mitchell'sche Schraubenpfähle angewandt hatte, wurden dieselben vom Jahre 1847 ab auch zu Stützen von Molen und kleineren Brücken verwandt. Diese Schraubenpfähle bestanden, wie bei den im Jahre 1847 und 1863 erbauten Molen bei Curtown-Wexford, bei Makassar auf der Insel Celebes und bei Lewes in der Delaware-Bai, entweder aus massiven schmiedeisernen Stangen mit gufseisernen Pfahlschrauben, oder, z. B. bei der im Jahre 1855 erbauten Mole bei Gleneig im südaustralischen Golf St. Vincent, aus hohlen gufseisernen, unten in Mitchell'sche Schrauben endigenden Pfählen. Die Zusammensetzung der schmiedeisernen Pfähle wurde durch ausgeschnittene Gewinde in Verbindung mit Schraubenhülsen, so bei den Pfählen der Mole zu Makassar, und der gufseisernen Pfähle, wie bei der Mole bei Gleneig durch Flantschen und Bolzen bewirkt. Um diesen Pfählen, besonders wenn sie hoch über den Boden, in welchen sie eingeschraubt waren, hervorragten, die nötige Stabilität zu verschaffen, wurden sie, wie bei der Brücke über den Bormida bei Rivalta in Piemont (s. T. I, F. 31 bis 40), durch Querträger oder durch Querbänder und durch gekreuzte, gewöhnlich mit Spannschlössern versehene Diagonalen verbunden. Zum Anschlusse dieser Teile erhalten die schmiedeisernen Pfähle geeignete Kappen und Klemmbänder, die gufseisernen Pfähle geeignete Rippen und Flantschen.

Die seit dem Jahre 1847 bei Gründungen angewandten, anfangs mittels verdünnter, später mittels verdichteter Luft versenkten Röhren veranlafsten Brunei in den Jahren 1850—52 die Pfeiler des an die Brücke über den Wye bei Chepstow angeschlossenen und in den Jahren 1856—58 die Pfeiler des mit der Brücke über den Tamar bei Saltash verbundenen Viaduktes aus je drei gufseisernen, mittels verdichteter Luft versenkten Röhren von 1,8 m Weite herzustellen, welche nach ihrer Versenkung mit Beton gefüllt wurden. Diese Röhren bestanden aus einzelnen Trommeln, welche unter sich mittels innerer Flantschen und Bolzen zusammengesetzt und deren unterste an ihrem unteren Rande mit je einer Schneide versehen waren. Die einzelnen Röhren wurden während und nach ihrer Versenkung mit Beton gefüllt und zuletzt durch einfache (wie bei der Brücke über den Allier bei Moulins, s. T. I, F. 22 u. 23), oder doppelte (wie bei der Brücke über die Seine bei Argenteuil, s. T. I, F. 24), aus Fachwerk bestehende Querverbände vereinigt, auch wohl in Strömen mit starkem Eisgange durch eiserne Eisbrecher (wie an den Röhrenpfeilern der Brücke über den Niemen bei Kowno, s. T. I, F. 25 bis 29) geschützt.

[3]) Vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 356 ff.

[4]) Ebendaselbst S. 393.

Die von den 40er Jahren an zunächst auf Brückenträger, später auch auf Brückenpfeiler angewendeten hölzernen Fachwerk-Konstruktionen der Amerikaner gaben Veranlassung zur Nachbildung der letzteren auch in Eisen, wobei man das Gufseisen zu den gedrückten, das Schmiedeisen zu den gezogenen Pfeilerteilen verwendete. So wurde der im Jahre 1853 nach den Entwürfen von Liddle und Gordon in der Newport-Abergavenny-Bahn erbaute Viadukt bei Crumlin mit durchweg schmiedeisernen Trägern nach dem Neville-Warren-System auf gemischteisernen Fachwerkpfeilern mit sechseckigem Grundrifs hergestellt, während der in der South-Durham- und Lancashire-Union-Bahn erbaute Beelah- und Deepdale-Viadukt[5]) einen rechteckigen Pfeilergrundrifs mit je vier Ecksäulen und je zwei Zwischensäulen erhielt, welche in gufseisernen Schuhen auf gemauerten Sockeln ruhen (s. T. III, F. 27 bis 41). Auch die während der Jahre 1856 bis 1857 in der Ulverstone-Lancaster-Bahn erbauten Viadukte über den Kent und den Leven und der in den Jahren 1858—60 in der Bombay-Baroda- und Central-India-Bahn erbaute Taptee-Viadukt wurden mit gemischteisernen Pfeilern hergestellt, deren Röhren in den aus Sand bestehenden Baugrund bei den ersteren gesenkt und bei den letzteren mittels Mitchell'scher Pfahlschrauben eingeschraubt wurden. Die Pfeiler des letzteren sind als Wandpfeiler konstruiert, welche aus je drei lotrechten Säulen bestehen, die durch ebenfalls röhrenförmige Streben gestützt und unter sich durch Quer- und Diagonalbänder versteift sind. Dagegen erhielt der in den Jahren 1857—62 erbaute Grandfey-Viadukt über die Saane bei Freiburg (s. T. III, F. 7 bis 15) wieder rechteckige Pfeilergrundrisse mit je zwei Säulen im Kern und je zehn Säulen am Umfang, welche aus einzelnen gufseisernen Röhrenstücken zusammengeschraubt und mit T-förmigen Rippen versehen sind, woran sich das schmiedeiserne Stabwerk anschliefst. Dieses Stabwerk besteht aus im Querschnitt wagrechten kreuzförmigen Querstäben samt gekreuzten flachen Diagonalen im Äufseren und aus wagrecht angeordneten gekreuzten Diagonalen zwischen den einzelnen Geschossen des Pfeilers. Die auf diese Weise zu einem pyramidenförmigen Fachwerkpfeiler verbundenen Säulen ruhen auf gufseisernen Sockelstücken, welche mittels unterlegter Bleiplatten auf den Steinsockel versetzt sind.

Eine weitere Vervollkommnung in der Dimensionierung dieser pyramidenförmigen Fachwerkpfeiler veranlafsten die im Jahre 1864/65 von Nördling aufgestellte Theorie der eisernen Viaduktpfeiler[6]) und die hiernach berechneten und in der Orleans-Bahn erbauten Viadukte über den Cère mit achteckigem und über das Creuse-Thal bei Boussean d'Abun mit rechteckigem Querschnitt mit je acht in den Pfeilerwänden angeordneten Säulen. Zur Vermeidung nachteiliger Einwirkungen der elastischen Durchbiegungen und der Längenänderungen der kontinuierlichen Brückenträger auf die Standfähigkeit der Pfeiler und auf die Anspruchnahme ihrer Teile nehmen die Pfeilerkapitäle stumpfe Schneiden auf, um welche sich die Träger wie um Gelenke drehen und welche sich sowohl auf den eisernen Zwischenpfeilern als auch auf den gemauerten Endpfeilern auf Reibungsrollen verschieben können. Eine einfachere Konstruktion gab Nördling den vierseitig-pyramidenförmigen Pfeilern der in der Linie Commentry-Gannat erbauten eingleisigen Double-, Bellon-, Sioule- und Neuvial-Viadukte, wovon jeder derselben nur vier gufseiserne Säulen erhielt, deren Stabilität durch gebogene, aus gufseisernen Röhren

[5]) Vergl. Humber. Complete treatise on cast and wrought iron construction. London 1861, S. 207 und Taf. 50—55.

[6]) Nördling. Sur les piles en charpente métallique des grands viadncs. Ann. des ponts et chanssées 1864, II. und Mémoire sur les piles en charpente métallique des grands viaducs. Paris 1864; auch Benedict. Über Pfeiler aus metallischem Zimmerwerk. Allg. Bauz. 1868—69.

gebildete Streben erhöht wird (s. T. III, F. 16 bis 26). Die Ausführung der Pfeiler wurde mittels allmählichen Verschiebens der kontinuierlichen Träger bewirkt, von deren freischwebenden Enden aus die zum Aufbau der Pfeiler erforderlichen Konstruktionsteile herabgelassen wurden.

Ähnliche mit je vier gufseisernen Säulen und schmiedeisernem Stabwerk ausgeführte Pfeiler erhielten in den Jahren 1866—70 die eingleisigen Viadukte über die Gravine bei Castellanetta[7]) in der Linie Bari-Taranto, über die Iglawa bei Eibenschütz[8]) in Mähren und über den Weifsenbach[8]) in der Linie Laibach-Tarvis der Kronprinz-Rudolf-Bahn. Verwandte Konstruktion seiner Pfeiler erhielt der 1877/78 von Peterson in einer Kurve der westlichen norwegischen Schmalspurbahn erbaute Viadukt über das Liau-Thal bei Liau[9]), dessen gufseiserne Säulen an der äufseren Seite der Kurve zur Sicherung vor Umkanten durch Centrifugalkräfte mit ähnlichen Verstrebungen wie diejenigen des bereits erwähnten Bouble-Viaduktes versehen sind.

Obwohl man schon in den 30er Jahren die Tragsäulen der Drahtkabel einer Hängebrücke bei Conflans St. Honorine[10]) unten drehbar konstruiert hatte, waren doch bis zu den 70er Jahren die Pfeilersäulen eiserner Viadukte mit ihren Fundamenten fest verankert und durch Vermittelung von Unterlagplatten mit ihren Trägern fest verbunden worden. Um den Trägern eine freie vertikale Durchbiegung zu gestatten, gab man später u. a. den gufseisernen Säulen der Überführung der Venlo-Hamburger Bahn über die hannover'sche Staatsbahn bei Osnabrück (s. T. I, F. 1 bis 4) Kapitäle mit Kipplagern, während deren Basen noch fest mit dem Fundamentmauerwerk verbunden waren. Um nun den Brückenträgern aufser jener vertikalen Durchbiegung auch die durch Temperaturwechsel veranlafste Längenveränderung zu gestatten, ohne die Pfeilersäulen jener nachteiligen seitlichen Ausbiegung auszusetzen, worunter die unten fest verankerten Pfeilersäulen mehr oder minder leiden, wurden dieselben später als Pendelsäulen konstruiert, d. h. oben und unten mit Gelenken versehen, welche den Säulen eine Drehung entweder nur parallel zur Brückenachse (Cylindergelenke) oder nach allen Seiten (Kugelgelenke) gestatten. Die letztere Anordnung haben u. a. die Säulen der Überführungen der Berlin-Anhalt'schen Bahn über die Halle'sche Uferstrafse in Berlin (T. I, F. 5 bis 12), der Berliner Stadtbahn über die Kaiser-Wilhelmstrafse (T. I, F. 13 bis 21) und über die Königstrafse (T. II, F. 3 bis 7) erhalten, bei welcher letzteren aufserdem statt gufseiserner Pendelsäulen solche mit schmiedeisernen Schäften und gufseisernen Gelenken angewendet sind.

Hatte man noch bis in die 70er Jahre Säulenpfeiler, Wandpfeiler und die Pfeilersäulen hoher Viadukte hauptsächlich aus Gufseisen hergestellt, so führten doch die Sprödigkeit desselben und die Schwierigkeit der Verbindung von gufseisernen mit schmiedeisernen Konstruktionsteilen allmählich zur alleinigen Anwendung des Schmiedeisens auch zu den gedrückten Teilen der Wandpfeiler und Pfeilersäulen. Unter die ersten schmiedeisernen Säulenpfeiler gehören die 4,3 m hohen, aus je vier I-Eisen zusammengesetzten Stützen der um das Jahr 1876 erbauten Hochbahn in New-York, deren Teile oben bis unter die den Oberbau stützenden Träger auseinandergebogen sind und unten in einem gemeinschaftlichen, gufseisernen Schuh stecken, dessen Grundplatte durch Steinschrauben

---

[7]) Cauttrau. Album de 36 ponts métalliques des chemins de fer méridionaux italiens. 1868.

[8]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 274 ff.

[9]) Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 116.

[10]) Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 192 ff.

mit einem gemauerten Fundamente verbunden ist (s. T. II, F. 1 bis 2). Von einem der früheren schmiedeisernen Wandpfeiler giebt der auf T. II, F. 8 bis 12 dargestellte Pfeiler des eisernen Stegs über die Mainz-Frankfurter Bahn bei Kelsterbach ein Bild, bei welchem auch die Ständer und Seitenstreben aus Schmiedeisen konstruiert und mit dem gemauerten Fundamente bezw. durch Steinschrauben und Maueranker fest verbunden sind.

Vorläufer gegliederter Pfeilerkonstruktionen bilden die bereits in den Jahren 1860/62 und 1868/69 ausgeführten schmiedeisernen Pfeileraufsätze der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz und des eisernen Stegs über den Main bei Frankfurt. Unter die ersten und zugleich kühnsten gehören die Pfeiler des im Jahre 1873 vollendeten Viadukts der Oroya-Bahn über das Thal der Aqua de Varrugas unfern Lima in Peru mit 44,2, 54,25 und 76,81 m Höhe, vergleiche T. V, F. 7. Der Abstand der äufsersten Pfeilersäulen beträgt parallel zur Brückenachse oben und unten 15,26 m, normal zu derselben oben aber nur 4,57 m, wobei die äufsersten Säulen eine Neigung von $^1/_{12}$ besitzen. Jeder Pfeiler besteht aus zwölf Säulen, wovon je vier in drei lotrechten, zur Brückenachse normalen, je 7,625 m voneinander entfernten Ebenen liegen, worin je zwei innere Säulen mit je zwei äufseren Säulen ein Λ bilden. Die 6 äufseren Säulen jedes Pfeilers bestehen aus je 7,16 m langen, aus Sextant-Eisen zusammengesetzten Röhren von 30,5 cm Durchmesser, die 6 inneren Säulen aus ebenso langen, aus Quadrant-Eisen zusammengesetzten Röhren von 20,3 cm Durchmesser. Sämtliche Röhrenstücke werden an ihren Stöfsen noch durch gufseiserne Muffen vereinigt, woran sich zugleich die Horizontalriegel anschliefsen. Die Verbindung und Versteifung sämtlicher Säulen wurde von Geschofs zu Geschofs durch parallel und normal zur Brückenachse eingeschaltete schmiedeiserne Querriegel, sowie durch gekreuzte Diagonalen bewirkt, welche in die hierdurch gebildeten, teils ganz oder nahezu lotrechten, teils wagrechten Felder eingeschaltet sind. Ähnliche, aus Quadrant-Eisen zusammengesetzte Säulen erhielten die Pfeiler des Ende der 80er Jahre von Clarke, Reeves & Cie. in Phönixville erbauten Kinzua-Viaduktes von 625,4 m Länge und 97,7 m gröfster Höhe, jedoch wurde ihre Zahl auf je vier ermäfsigt. Um die Hohlräume der röhrenförmigen Säulen, welche eine Besichtigung und Unterhaltung ausschliefsen, zu vermeiden, erhielt der im Jahre 1875 in der Linie New-York-Buffalo an Stelle eines abgebrannten hölzernen Viaduktes erbaute schmiedeiserne Portage-Viadukt über den Genessee[11]) Pfeiler mit vierseitigen, an einer Seite offenen Ständern, welche an drei Seiten aus Blechen in Verbindung mit Winkeleisen gebildet sind, während ihre vierte Seite aus Gitterwerk besteht. Die Querverbindungen der Ständer wurden aus niedrigen Gitterbalken hergestellt, während die hierdurch gebildeten Felder der Pfeilerwandungen durch gekreuzte, mit Spannschlössern versehene Diagonalen aus Rundeisen ausgesteift wurden. Der Anschluss beider an die Ständer wurde mittels starker, durch die letzteren gesteckter Bolzen bewirkt. Um die Ausführung schmiedeiserner Pfeiler möglichst zu erleichtern, wurden später von der Cincinnati-Südbahn für dieselben Normalien mit gleichen Stockwerkhöhen von je 9,14 m aufgestellt, wobei je zwei Ständerpaare durch horizontale Gitterbalken und Diagonaldrähte zu einem Fachwerkpfeiler verbunden werden. Hierbei werden je zwei Pfosten, in dem Verhältnis von $^1/_8$ gegeneinander geneigt, in lotrechten, zur Viaduktachse normalen Ebenen aufgestellt. Die einzelnen Ständer werden aus je zwei $\sqsubset$-Eisen und je zwei Platten, welche mit jenen im Querschnitt ein geschlossenes Rechteck bilden, zusammengesetzt, während deren Querverbindungen ebenfalls aus Gitterbalken

[11]) Vergl. Journ. of the American Society of Civil-Engineers 1876, Januar, und Scientific American Supplement 1876, No. 4, auch Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 142.

und die zur Aussteifung der so gebildeten Felder dienenden Diagonalen aus Rundeisen bestehen.

Unter den ersten schmiedeisernen Pfeilern deutscher Viadukte sind diejenigen des Ende der 70er Jahre in der Linie Arnstadt-Ilmenau der Thüringer Bahn erbauten eingleisigen Thalübergangs bei Angelroda (s. T. IV, F. 1 bis 5) und des im Jahre 1880 bis 1881 in der Friedberg-Hanauer Bahn erbauten zweigleisigen Viaduktes bei Assenheim (s. T. IV, F. 6 bis 9) über das Nidda-Thal hervorzuheben, wovon die ersteren je vier geneigte Eckständer, die letzteren je vier geneigte Eck- nebst je zwei geneigten Zwischenständern besitzen. Die Ständer haben sämtlich rechteckige, offene Querschnitte erhalten, sind aus Flacheisen und Winkeleisen zusammengesetzt und untereinander durch schmiedeiserne Horizontalbänder, sowie gekreuzte, teils in den äufseren und inneren Pfeilerwänden, teils zwischen den Geschossen angebrachte Diagonalen verbunden und ausgesteift.

Um auch höhere Wandpfeiler jener seitlichen Biegung nicht auszusetzen, welche die Durchbiegung und Horizontalverschiebung der Träger durch Belastung und Temperaturwechsel hervorruft, wurden die in den Jahren 1878 und 1880—81 ausgeführten eingleisigen Viadukte in der Schmalspurbahn von Christiania über Frederikshald nach Schweden über das Lyse-Thal und in der östlichen norwegischen Schmalspurbahn über das Solberg-Thal (s. T. II, F. 13 bis 22) und über den Haaböl-Bach bei Thomter[12]) ähnlich den Pendelsäulen oben und unten mit Gelenken versehen, derart, dafs sie den Vertikal- und Horizontalbewegungen der Träger folgen können, ohne hierbei Biegungsspannungen zu erleiden. Die Ständer dieser Pendel-Wandpfeiler sind mit I-förmigem, teils geschlossenem, teils durchbrochenem Querschnitt konstruiert, durch teils massive, teils gegliederte Querbänder verbunden und durch gekreuzte, in die so gebildeten Felder eingeschaltete Diagonalen versteift. Ähnliche Anordnungen, jedoch mit Hinweglassung der horizontalen Querbänder, erhielten die Pendel-Wandpfeiler des von Köpcke konstruierten Viaduktes über das Oschatz-Thal bei Weida in Sachsen.

Die gleichzeitige Anwendung von schmiedeisernen Wand- und Pyramidenpfeilern zeigt der im Jahre 1885 von Morison konstruierte, in dem Rocky-Mountain-Distrikt der Northern-Pacific-Bahn erbaute Marent-Gulch-Viadukt mit je zwei niedrigen, durch Blechträger verbundenen Wandpfeilern an den Enden und vier mit dem Sockelmauerwerk verankerten Pyramidenpfeilern, welche je zwei die Brückenbahn von unten stützende Trapezträger aufnehmen. Die Pfosten der Pyramidenpfeiler sind aus ⊏-Eisen, Flach- und Winkeleisen so zusammengesetzt, dafs sie einen rechteckigen Querschnitt besitzen und stecken in gufseisernen Schuhen, während jene Träger mit dem einen Ende auf festen, mit dem anderen auf beweglichen Kipplagern ruhen.

Aus dieser Übersicht über die technische Entwickelung der eisernen Brückenpfeiler ergiebt sich, dafs heutzutage als Konstruktionsmaterial insbesondere für höhere eiserne Pfeiler wegen der gröfseren Zähigkeit und Widerstandsfähigkeit bei Erschütterungen vorzugsweise Schmiedeisen und nur für Pfeilersäulen sowohl Schmiedeisen als auch Gufseisen verwandt wird.

Die Säulen- und Wandpfeiler werden, um einer nachteiligen Biegung bei Vertikal- und Horizontalbewegungen der Träger nicht ausgesetzt zu sein, mit Kopf- und Fufsgelenken so ausgeführt, dafs sie jenen Bewegungen ungehindert folgen können,

---

[12]) Vergl. Polyteknisk Tidsskrift, udgivet af den polytekniske forening. Christiania 1880. Ferner: Engineering 1879, I. und Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115 ff.

während man die Turmpfeiler aus Fachwerk konstruiert, unten mit dem Sockel- oder Fundamentmauerwerk fest verankert und oben mit einerseits festen, andererseits beweglichen Kipplagern versieht, um den Trägern die beiden zuvor erwähnten Bewegungen zu gestatten, ohne dafs sie hierdurch selbst einer seitlichen Ausbiegung ausgesetzt werden. Die Pfeilerständer werden, um zeitweise auch im Innern besichtigt und angestrichen werden zu können und um einfachere und dauerhaftere Anschlüsse der Fachwerkglieder zu gestatten, nicht mehr aus gufseisernen oder schmiedeisernen Röhren, sondern aus Flach- und Formeisen so zusammengesetzt, dafs sie rechteckige, mindestens von einer Seite durchbrochene Querschnitte erhalten.

§ 3. Arten und Anwendung der eisernen Brückenpfeiler.[13]) Die bei der Übersicht über die technische Entwickelung der eisernen Pfeiler im vorhergehenden Paragraphen erwähnten Arten derselben lassen sich, insofern sie nach einer Achse, nach einer Fläche oder nach einem gegliederten Hohlkörper entwickelt sind, in Säulen- und Röhrenpfeiler, in Wandpfeiler und in Turmpfeiler einteilen, bei welchen wieder Säulen- und Wandpfeiler mit festgehaltenem (verankerten oder eingeschraubten) Fufs, also Ankerpfeiler oder Schraubenpfeiler, und solche mit drehbar beweglichen Enden, also Pendelpfeiler, zu unterscheiden sind, während die Röhren- und Turmpfeiler stets mit festgehaltenem (versenkten oder verankerten) Fufs, also als Senkpfeiler oder Ankerpfeiler, ausgeführt werden. Die Turmpfeiler werden auch wohl Prismen- oder Pyramidenpfeiler genannt; ihrer Konstruktion nach sind sie in den meisten Fällen Fachwerkpfeiler und führen deshalb auch diesen Namen.

Als eine zwischen Wand- und Turmpfeiler stehende Gattung von eisernen Pfeilern sind die den hölzernen Pfeilern der amerikanischen Gerüstbrücken *(trestle bridges)* nachgebildeten eisernen Gerüstpfeiler zu bezeichnen, deren Ständer sich in verhältnismäfsig gröfserer Entfernung befinden, aber gleichwohl durch Lang- und Querbänder, in Verbindung mit eingeschalteten Diagonalkreuzen untereinander vereinigt und versteift sind.

Hinsichtlich des zu den eisernen Brückenpfeilern verwendeten Materiales unterscheidet man gufseiserne, schmiedeiserne, teilweise aus Gufseisen, teilweise aus Schmiedeisen konstruierte gemischteiserne und stählerne Brückenpfeiler.

Über die besondere Anordnung und Anwendung dieser eisernen Brückenpfeiler ist das Nachstehende zu bemerken.

1. Die aus einzelnen oder aus einer Reihe von Stützen bestehenden eisernen Säulenpfeiler (s. T. I, F. 1 bis 21) sind vorzugsweise bei mehrgleisigen, über belebte Strafsen grofser Städte führenden Eisenbahnbrücken, besonders wegen des geringen von ihnen beanspruchten Raumes, zur Anwendung geeignet. Bei Verwendung des Gufseisens ist man in mehreren Fällen von der hohlgegossenen, cylindrischen oder schwach-konischen, oben und unten verankerten Säule zu der von den Enden nach der Mitte hin allmählich verstärkten Form einer hohlen Stütze von annähernd gleichem Widerstande gegen seitliche Ausbiegung mit drehbar beweglichen Enden, den „Scharniersäulen“, übergegangen. Bei zu gewärtigenden bedeutenden Stöfsen und Erschütterungen ist man ferner mit materiellem, weniger mit formellem Vorteil zum Ersatz des Gufseisens durch das elastischere Walzeisen übergegangen, wobei der aus Quadrant-Eisen gebildete röhrenförmige oder der aus anderen Profileisen, z. B. I-Eisen zusammengesetzte Querschnitt gewählt wurde. Obwohl man diese schmiedeisernen Stützen längere Zeit nur mit verankerten Enden an-

[13]) Vergl. die erste Abteilung dieses Werkes, Kap. I, S. 95 u. 98.

wandte, so hat man doch in neuerer Zeit deren Ausbildung auch zu Scharniersäulen mit mehr oder minder vervollkommneter Form — insbesondere auch mit einer zur Erhöhung des Ausbiegungswiderstandes dienenden Ausbauchung nach deren Mitte bewirkt.

2. Die aus einzelnen eisernen Trommeln zusammengesetzten, ohne oder mit Anwendung von verdichteter Luft versenkten Röhrenpfeiler (s. T. I, F. 22 bis 29) haben, seit ihr Durchmesser vergrößert und ihre Zahl auf je zwei untereinander gekuppelte vermindert ist, durch die vergleichsweise geringe Beschränkung des Durchflußprofils und durch die erleichterte Gründung besonders in größeren Tiefen mancherlei Vorzüge besonders in Gewässern und in Klimaten gehabt, wo Eisgänge denselben nicht gefährlich werden konnten. In letzterem Fall erscheint auch, wie dies die meisten dieser Pfeiler zeigen, das Gußeisen als ein zur Herstellung der Trommeln geeignetes Material, zumal sich dieselben mittels der gegossenen Flantschen leicht zusammensetzen lassen. Dagegen dürfte bei Röhren, welche häufig starken Erschütterungen ausgesetzt sind, wie dies bereits mehrfach, u. a. bei der in der Cordova-Sevilla-Bahn erbauten Brücke über den Guadalquivir, geschehen ist, wegen seiner zäheren Struktur das Schmiedeisen vorzuziehen sein, wobei die einzelnen Trommeln mittels angeschmiedeter Flantschen oder mittels innen angenieteter Winkeleisen und Bolzen zusammenzusetzen sind. Die in neuerer Zeit eingeführten größeren Spannweiten haben eine Gewichtsvermehrung der Träger zur Folge, welche neben der Beibehaltung von je zwei Röhrenpfeilern größere Durchmesser derselben erfordern, als dies wegen des teureren Gusses der Trommeln in einzelnen Segmenten und der schwierigeren Zusammensetzung dieser letzteren zu einer Trommel und der Trommeln zu einer Pfeilerröhre zweckmäßig erscheint. In solchen Fällen zieht man in neuerer Zeit, insbesondere nachdem die Caisson-Fundierung so bedeutende Fortschritte gemacht hat, auch in den Ländern, woselbst Röhrenpfeiler früher häufig angewendet wurden, die Anwendung von steinernen Strompfeilern mit geschlossenem Querschnitt vor, deren Stabilität und Widerstandsfähigkeit gegen Eisstoß eine vergleichsweise viel größere ist. In Deutschland sind Röhrenpfeiler, soweit bekannt, überhaupt nicht ausgeführt worden.

3. Die eisernen Wandpfeiler (s. T. I, F. 31 bis 40 und T. II, F. 8 bis 22) sind wegen des von ihnen beanspruchten geringen Raumes bei Brücken, welche über Wasserläufe oder Verkehrswege führen, zur Anwendung geeignet, erfordern aber wegen ihrer geringen Dicke entweder eine genügende Befestigung ihrer einzelnen Ständer in dem Baugrund oder an dem Sockel- und Fundamentmauerwerk oder aber eine solche Verbindung mit ihrem Ober- und Unterbau, daß sie sich innerhalb kleiner Winkel um eine zur Brückenachse normale Achse drehen können. Während die im ersten Falle gebildeten festen Wandpfeiler außer dem durch die Belastung erzeugten Drucke auch den durch gewisse, parallel zur Bahnachse wirkenden Kräfte hervorgerufenen Biegungen zu widerstehen haben, sind die im letzten Falle gebildeten beweglichen Wandpfeiler frei von diesen Biegungsspannungen, dagegen erfordern die normal zur Brückenachse auf die Wandpfeiler wirkenden Horizontalkräfte kräftigere Quer- und Diagonalversteifungen bei den beweglichen als bei den festen Wandpfeilern, da deren an ihren unteren Enden festgehaltene Ständer an und für sich schon eine gewisse seitliche Steifigkeit besitzen. Von bedeutendem Einfluß auf die Entscheidung für feste oder für bewegliche Wandpfeiler ist die der Brücke entsprechende zweckmäßigste Gründungsmethode, sowie die Spannweite und Konstruktion des Überbaues. Bei Gründungen in Wasserläufen, deren Sohle ein Einschrauben, ein Einsenken oder ein Einrammen der Pfähle gestattet, ist die Anwendung der festen Wandpfeiler vorzuziehen, jedoch deren Überbau durch geeignete

bewegliche Lager möglichst von ihnen zu isolieren. In diesem Falle sind zur Herstellung einer genügenden seitlichen Stabilität aufser den Querversteifungen durch Horizontale und Diagonalen nötigenfalls geneigte Stirnpfähle oder besondere, mit denselben verbundene Streben anzuwenden. Bei der Wahl des Materiales für die festen Wandpfeiler ist das Schmiedeisen in allen den Fällen vorzuziehen, wo die Pfähle erheblichen Erschütterungen und Biegungen ausgesetzt sind, also z. B. bei Eisenbahn- und Landungsbrücken mit starkem Verkehr und verhältnismäfsig grofser Spannweite. Dagegen erscheint das Gufseisen zu hohlen Grundpfählen besonders dann geeignet, wenn dieselben zur Erzeugung der nötigen Seitenreibung des Bodens eines gröfseren Durchmessers bedürfen. Zu allen, in weniger widerstandsfähigem Boden anzuwendenden Pfahlschrauben mit grofsem Durchmesser und ausgedehnter Schraubenfläche dürfte sowohl bei gufs-, als bei walzeisernen Pfählen das Schmiedeisen — wobei die Verbindung der Schraubenflantschen mit den Pfählen durch spiralförmige Winkeleisen mittels Nieten bewirkt wird — in allen gegenteiligen Fällen, besonders bei Anwendung gufseiserner Pfähle, an welche die Schraubenflantschen angegossen werden können, das Gufseisen vorzuziehen sein.

Wo die Örtlichkeit wegen Unzugänglichkeit oder wegen der Bodenbeschaffenheit weder Anordnung noch Ausführung fester Wandpfeiler begünstigt, können bewegliche Wandpfeiler, von ihren statischen Vorzügen abgesehen, schon wegen der Möglichkeit, sie in der Eisenbauanstalt ganz oder teilweise zu montieren und auf dem Bauplatz nur zusammenzusetzen und aufzustellen, vor festen den Vorzug verdienen. Hierher sind aufser den auf gemauerten Sockeln oder Fundamenten im Trocknen aufgestellten Wandpfeilern auch die unter Wasser auf Grundjochen ruhenden und etwas drehbaren Aufsatzjoche zu rechnen. Zu ihrem Konstruktionsmaterial empfiehlt sich schon wegen der bequemeren Herstellung und leichteren Transportierung das Schmiedeisen.

4. Die eisernen Turmpfeiler (s. T. III u. T. IV, F. 1 bis 9). Wachsen die Stützweiten, also die Gewichte der Träger und deren Höhenlagen über Thal- oder Flufssohle so, dafs weder Säulen- noch Wandpfeiler eine ausreichende Stabilität und Festigkeit gewähren würden, so erhalten die Pfeiler vorteilhaft die Form gegliederter Hohlkörper, deren Wandungen gleichzeitig den Anspruchnahmen durch lotrecht und wagrecht wirkende Kräfte zu widerstehen vermögen. Da es sich bei den eine Biegung der Pfeiler erzeugenden Kräften vorzugsweise um solche handelt, welche parallel und normal zur Bahnachse, also senkrecht zu einander wirken, so ist in Bezug auf die zweckmäfsigste Verteilung des Materiales der rechteckige Querschnitt dem kreisförmigen vorzuziehen. Ferner verdient, von anderen Umständen abgesehen, wegen der gröfseren Stabilität der pyramidenförmige vor dem prismatischen Pfeiler den Vorzug. Da die normal zur Brückenachse auf den Pfeiler wirkenden Horizontalkräfte die ungleich bedeutenderen sind, so bedürfen die Stirnwandungen, unter übrigens gleichen Umständen, einer stärkeren Neigung als die Laibungswände dieser Pfeiler. Zu empfehlen ist die Anwendung solcher Neigungen der Pfeilerwände, dafs sich die Fortsetzungen ihrer Durchdringungslinien oder der Ständerachsen in einem Punkte schneiden. Die Anspruchnahme der Pfeiler von der Form abgestumpfter Pyramiden auf zusammengesetzte Festigkeit erfordert deren Abteilung in Geschosse und deren Absteifung durch Fachwerk in ihren zwei Boden- und in ihren vier Seitenflächen, wodurch die Anordnung der Knoten in den einzelnen Geschofsecken bedingt wird. Die Form und Gröfse des Rechteeks am Pfeilerkopf hängt wesentlich von der Breite der Brückenbahn, also bei Eisenbahnbrücken von der Zahl ihrer Gleise und deren Spurweite, sowie von der Anordnung ihrer Träger ab, welche, falls sie abgesetzte oder durchgehende (kontinuierliche) sind, bezw. je zwei oder je ein Lager bedürfen. In

ielzterem Falle, welcher wegen der Möglichkeit einer ungleichen Senkung der Stützpunkte und der dadurch mehr oder minder nachteilig veränderten Anspruchnahme durchgehender Träger zur Zeit nicht mehr gewöhnlich ist, kann die Stirnseite jenes Rechteeks zwar kleiner ausfallen, der Stirnträger mufs aber das eine Lager in seiner Mitte aufnehmen, also den relativ stärksten Querschnitt erhalten. Im ersteren, zweckmäfsigeren und gewöhnlichen Falle empfiehlt es sich, die Lager der Träger direkt auf oder möglichst nahe an die Pfeilerständer zu legen, um nur Querverbindungen oder wenig beanspruchte Querträger zu erhalten. Bei zweigleisigen Viadukten sind schon wegen der gleichmäfsigeren Verteilung des Druckes auf die Pfeiler vier Hauptträger mit acht Lagern vorzuziehen, wobei es sich empfiehlt, die vier mittleren Lager eines Pfeilers durch eine lotrechte, mittels Fachwerk versteifte Mittelwand besonders zu unterstützen. Diese Pfeiler, welche am vorteilhaftesten auf möglichst niedrige, gemauerte Sockel zu stehen kommen, sind mit den letzteren um so kräftiger zu verankern, je höher sie, je gröfser also die Hebelarme sind, woran die Horizontalkräfte angreifen.

5. Die eisernen Gerüstpfeiler (s. T. IV, F. 10 bis 24). Diese Nachbildungen der hölzernen Pfeiler amerikanischer Gerüstbrücken sollen, wie diese, zumal bei bedeutenderer Höhenlage des Brückenüberbaues, den Druck auf den Baugrund mehr verteilen, als die denselben örtlich stärker belastenden Wand- und Turmpfeiler und eignen sich deshalb besonders bei Überbrückung von sumpfigen Niederungen und Thälern mit angeschwemmter Sohle. Hieraus ergeben sich sowohl gröfsere Pfeilerbreiten als auch geringere Spannweiten der Brückenträger, während die Pfeiler, zumal bei gröfserer Höhe, die zur Sicherung ihrer Stabilität und zur Herstellung der ihnen notwendigen Steifigkeit eine Gliederung in Geschosse und eine wirksame Aussteifung derselben erfordern; zugleich sind, um die Ausführung möglichst zu erleichtern und abzukürzen, sowohl die Spannweiten als auch die Höhen der Pfeilergeschosse möglichst unter sich gleich anzunehmen. Zur Zeit werden bei denselben schmiedeiserne Ständer mit kreisförmigem oder rechteckigem Querschnitt verwendet und zwischen den einzelnen Geschossen schmiedeiserne massive oder gegliederte Querbänder angebracht; die hierdurch zwischen den Pfeilerständern und zwar sowohl normal als auch parallel zur Brückenachse, sowie zwischen den Geschossen gebildeten Felder werden durch Diagonalen aus Rundeisen, Flacheisen oder Winkeleisen ausgesteift. Nicht nur um die Innenräume besichtigen und unterhalten, sondern auch um das Stabwerk bequemer anschliefsen zu können, sind die offenen, rechteckigen Querschnitte der Ständer den geschlossenen kreisförmigen vorzuziehen und die Ständer zweckmäfsig aus je zwei durch Gitterstäbchen verbundenen, massiven oder zusammengesetzten ⊏-Eisen herzustellen. Die Ständerfüfse sind am einfachsten in gufseiserne, mit dem Sockelmauerwerk verankerte Schuhe zu stellen und mit demselben durch Schrauben zu verbinden, während die Ständerköpfe mittels einfacher Lager die Langträger des Überbaues unmittelbar aufnehmen können, welche von unten je nach deren Spannweite durch einfache, doppelte oder mehrfache Hängböcke unterstützt werden. Bestehen die Pfeiler nur aus je zwei normal zur Brückenachse gegeneinander geneigten Ständern, wie bei dem Oak-Orchard-Viadukt, so können diese Joche die gemeinsamen Lager der beiden angrenzenden Hängböcke aufnehmen, bestehen die Pfeiler dagegen aus je vier, durch Querbänder und Diagonalen vereinigten, normal zur Brückenachse gegeneinander geneigten Ständern, welche parallel zur Brückenachse einen gröfseren Abstand haben, wie bei dem Portage-Vladukt, so können die Langträger auch zwischen den Ständerköpfen durch Hängböcke von unten abgestützt werden, wobei dann die Ständerköpfe gemeinsame Lager für die Hauptträger und für diese Zwischenträger aufnehmen.

Der bedeutenden Erschütterungen wegen, welchen die eisernen Gerüstpfeiler, insbesondere auch deren Ständer, ausgesetzt sind und welchen das elastischere Schmiedeisen auf die Dauer besser widersteht, ist man von den 60er Jahren an allmählich zur ausschliefslichen Anwendung des Schmiedeisens, sogar bei dem Fufse und Kopfe der Pfeiler, übergegangen. Hierzu haben die Fortschritte, welche man beim Bau, insbesondere bei der Einzelausbildung schmiedeiserner Brückenträger inzwischen gemacht hat, wesentlich beigetragen und man zieht schon wegen des gleichartigen Materiales und Bearbeitens vor, die Pfeiler in allen ihren Teilen aus gewalzten Stäben, Platten und geeigneten Profileisen, insbesondere aus L-, I- und U-Eisen zusammenzusetzen, indem man höchstens noch die Füfse der Ständer und die auf den Pfeilern ruhenden Lager der Träger aus Gufseisen herstellt.

§ 4. Hilfswerte zur statischen Berechnung eiserner Brückenpfeiler. Die eisernen Brückenpfeiler haben zunächst die Übertragung der ständigen und bewegten Last des Überbaues, sowie diejenige ihres eigenen Gewichtes auf den Unterbau zu bewirken. Aufserdem haben sie aber dem Winddrucke auf den Überbau und auf die Pfeilerwände zu widerstehen. Stehen die Brückenpfeiler in einer Kurve der Eisenbahn, so kommen zu jenen Seitenkräften noch die Centrifugalkräfte hinzu, welche durch alle die Brücke mit mehr oder minder grofser Geschwindigkeit befahrenden Züge erzeugt werden. Endlich kann ein eiserner Brückenpfeiler noch durch die Kräfte beansprucht werden, welche durch die Reibung der Triebräder der Lokomotive an den Fahrschienen bei einem auf der Brücke sich bewegenden oder sich in Bewegung setzenden Eisenbahnzug oder aber durch das Bremsen der Wagenräder erzeugt werden.

1. Belastungen der Pfeiler. Die Belastung der Pfeiler besteht aus dem Eigengewichte des Überbaues und der Pfeiler, sowie aus der Verkehrsbelastung der Träger.

a. Das Eigengewicht des Überbaues von Eisenbahnbrücken mit der Stützweite l in m ergiebt sich in kg annähernd aus der Gleichung $e = c \,.\, l + b$, worin für ein Gleis die Konstante $c = 25$ bis 35, also im Mittel 30, und $b = 500$ bis 800, also im Mittel 650, gesetzt werden kann.[11])

Für Strafsenbrücken von 7,5 m ganzer und 5,5 m Breite der Fahrbahn kann man näherungsweise bei Annahme von 20 cm starker Beschotterung $c = 35$ bis 45, also im Mittel 40 und $b = 3000$ bis 4000, also im Mittel 3500 kg; bei Annahme von 14 cm starkem Bohlenbelag $c = 25$ bis 30, also im Mittel 27,5 und $b = 1000$ bis 1500, also im Mittel 1250 kg setzen.[11])

b. Die Verkehrsbelastung der Eisenbahnbrücken beträgt für jedes Gleis einer Öffnung $v = a \,.\, l$ in kg, wobei l in m zu setzen ist. Der Koefficient a ist abhängig von l; derselbe kann nach Engesser für Hauptbahnen bei Spannweiten unter 50 m $= \left(4200 + \frac{23000}{l}\right)$, bei solchen über 50 m $= \left(3100 + \frac{80000}{l}\right)$ angenommen werden.

c. Das Eigengewicht der Pfeiler mit der Geschofshöhe λ berechnet sich für jedes Geschofs beiläufig aus der Formel $e = d \,.\, \lambda$, worin d das Pfeilergewicht für den Höhenmeter bezeichnet. Für eingleisige Eisenbahnbrücken mit gemischteisernen und schmiedeisernen Pfeilern ergiebt sich im Mittel bezw. $d = 2200$ und 1100 kg, welches sich bei zweigleisigen Brücken im Mittel um etwa $^1/_3$, also auf bezw. $d = 3300$ und 1700 kg erhöht.

---

[11]) Ausführlichere Angaben s. Heinzerling. Die angreifenden und widerstehenden Kräfte. 2. Aufl. Berlin 1876, S. 26 ff. und S. 31 ff. Man vergleiche ferner (auch über Winddruck und Centrifugalkraft) das VII. Kapitel dieses Werkes.

Beispielsweise sei Folgendes angeführt:

Der 57,946 m hohe gemischteiserne Pfeiler des in der italienischen Südbahn befindlichen Viaduktes über die Gravino bei Castellanetta besitzt ein Gewicht von

Kopf	4327 kg	2218 kg
Schaft	35082 „	86317 „
zusammen	39409 kg	88535 kg

mithin ein Gewicht des Höhenmeter von $\frac{39409 + 88535}{57{,}946} = 2208$ kg.[15])

Die Pfeiler des in der Friedberg-Hananer Bahn erbauten schmiedeisernen Viaduktes über die Nidda haben vier Geschosse von je 4,6 m Höhe und bestehen aus je vier Ecksäulen und zwei Mittelsäulen, welche für jedes Geschofs ein Gewicht von bezw. 600 kg (Ecksäule) und 500 kg (Qnerverband), von 800 kg (Mittelsäule) und 500 kg (Querverband) besitzen. Verteilt man dieses, sowie das am Pfeilerkopfe wirkondo Gewicht von je 300 kg an den Ecksäulen und von je 460 kg an den Mittelsäulen auf die 4 Geschosse, so ergiebt sich das Gewicht des Höhenmeter

$$d = \frac{4 \,.\, 1100 + 300 + 2 \,.\, 1300 + 460}{4{,}6} = \text{rund } 1700 \text{ kg}.$$

Genauere Formeln zur Berechnung der Gewichte eiserner Pfeiler enthält § 11 dieses Kapitels.

2. Winddruck. Der Winddruck auf den Pfeiler mit der Fläche f_p nebst Überbau mit der Fläche f_u ergiebt sich aus

$$W = w\,(f_u + f_v),$$

worin der Winddruck auf den qm $w = 250$ bis 300 kg, also im Mittel 275 kg gesetzt werden kann.

Die Flächen f_u und f_p können, wenn vorerst eine genauere Inhaltsberechnung derselben nicht möglich ist, bei Balkenbrücken und Pfeilern mit Fachwerk-Konstruktion annähernd bezw. zu 0,3 und 0,25 der vollen Fläche des vom Winde getroffenen Überbaues und Pfeilers gesetzt werden. Wird der Überbau bei oben liegender Fahrbahn durch einen Eisenbahnzug belastet, so vergröfsert sich die vom Winde getroffene Fläche f_u um die Fläche f_z, welche der Eisenbahnzug dem Winde darbietet. Nennt man h die mittlere Höhe, z die Länge des Zuges, so wird $f_z = h \,.\, z$ und man erhält für den gesamten Winddruck

$$W = w_1\,(f_u + h \,.\, z + f_v),$$

worin w_1 für den qm gleich 150 bis 170 kg und $h = 2$ bis 3 m, $z = 600$ m höchstens gesetzt werden kann. Liegt die Fahrbahn unten und der Zug erreicht oder überragt die Trägerhöhe, so läfst sich der Wert f_u ganz oder teilweise vernachlässigen.

3. Centrifugalkraft. In der Gleichung 14 (S. 17) für die Centrifugalkraft ist das Gewicht G des schwersten Eisenbahnzuges für den Meter aus den Längen und Einzelgewichten der Lokomotiven und Wagen, welche letztere mit Einschlufs der Tender bezw. etwa 30000 bis 50000 kg und 15000 bis 18000 kg für einen Wagen betragen, oder aus der Durchschnittsbelastung für den Meter zu ermitteln, welche, wie oben unter b. angegeben, angenommen werden kann. Die gröfste Fahrgeschwindigkeit v beträgt etwa 20 m in der Sekunde, während der kleinste Radius r der Kurven normalspuriger Eisenbahnen in der Regel zu 300 m bemessen wird.

4. Adhäsion. Als Adhäsionsgewicht der dienstfähigen Lokomotiven kommt, wenn es Tendermaschinen sind, deren ganzes Gewicht, andernfalls nur ein Teil dieses Gewichts in Rechnung, welcher bei Lokomotiven mit 1, 2, 3 und 4 gekuppelten Achsen bezw. 0,25, 0,45, 0,67 und 0,70 des Gesamtgewichtes von Lokomotive und Tender beträgt.

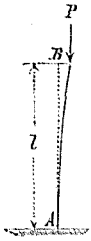
---

[15]) Näheres s. Cottran. Album des 36 ponts métalliques des chemins de fer méridionaux italiens 1868, und Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart, Abteilung I, Heft 2, S. 36 und Taf. 6.

§ 5. Grundzüge der Theorie eiserner Brückenpfeiler.

I. Die Säulenpfeiler. 1. Die festen Säulenpfeiler, wozu die Säulen- und Röhrenpfeiler mit verankertem oder mit in den Baugrund geschraubtem Fufs gehören, sind als massive oder hohle Stützen mit festgehaltenem unteren und derartig freiem oberen Ende anzusehen, dafs das letztere zur Seite etwas ausweichen, dafs also der Pfeiler eine geringe seitliche Ausbiegung, s. Fig. 1, erfahren kann, wobei die Lotrechte AB sich an die elastische Linie des Pfeilers am Fufse desselben tangential anschliefst. Bezeichnet P die auf eine Stütze von der Länge l entfallende gröfste Belastung durch den Überbau, E den Elasticitätsmodul des angewandten Stützenmateriales und N einen von dem letzteren abhängigen Sicherheits-Koefficienten, der zu $^1/_5$ bei Gufseisen und zu $^1/_6$ bei Schmiedeisen angenommen werden kann, so ergiebt sich der erforderliche Querschnitt der Stütze aus dessen Trägheitsmoment

Fig. 1.



$$t = \frac{4}{N.\pi^2} \cdot \frac{l^2}{E} \cdot P = 0{,}405 \cdot \frac{l^2}{N.E} \cdot P \quad \ldots \quad 1.$$

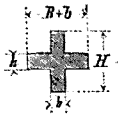
oder für Stützen mit gegebenem Querschnitt die zulässige Belastung

$$P = \frac{N.\pi^2}{4} \cdot \frac{E}{l^2} \cdot t = 2{,}467 \cdot \frac{N.E}{l^2} \cdot t \quad \ldots \quad 2.$$

Fig. 2.

Fig. 3.

Fig. 4.



Für Stützen mit kreisförmigem, kreisringförmigem und kreuzförmigem Querschnitt ergiebt sich, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figuren 2, 3 und 4, bezw. das Trägheitsmoment

$$t_1 = \frac{\pi}{64} \cdot d^4 = 0{,}0491 \cdot d^4 \quad \ldots \quad 3.$$

$$t_2 = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 0{,}0491 (D^4 - d^4) \quad \ldots \quad 4.$$

$$t_3 = \frac{1}{12} (B h^3 + b H^3) = 0{,}0833 (B h^3 + b H^3), \quad \ldots \quad 5.$$

woraus eine Abmessung des Stützenquerschnittes ermittelt werden kann. Durch Gleichsetzung der zusammengehörigen Werte ergiebt sich nämlich für Stützen mit kreisförmigem Querschnitt deren Durchmesser

$$d = 4 \sqrt[4]{\frac{l^2}{\pi^3 . N.E} \cdot P} = 1{,}69 \sqrt[4]{\frac{l^2}{N.E} \cdot P}, \quad \ldots \quad 6.$$

für Stützen mit kreisringförmigem Querschnitt

$$D^4 - d^4 = \frac{4^4}{\pi^3} \cdot \frac{l^2}{N.E} \cdot P = 8{,}269 \cdot \frac{l^2}{N.E} \cdot P, \quad \ldots \quad 7.$$

für Stützen mit kreuzförmigem Querschnitt

$$B h^3 + b H^3 = \frac{48}{\pi^2} \cdot \frac{l^2}{N.E} \cdot P = 4{,}868 \cdot \frac{l^2}{N.E} \cdot P \quad \ldots \quad 8.$$

Wird, wie gewöhnlich, die von der Länge gufseiserner Hohlsäulen und davon, ob dieselben liegend oder stehend gegossen sind, abhängige Wandstärke δ angenommen, so erhält man aus Gleichung 7

$$(d + 2\delta)^4 - d^4 = 8{,}269 \frac{l^2}{N.E} \cdot P, \quad \ldots \quad 9.$$

woraus der innere Durchmesser d durch Substitution leicht ermittelt werden kann.

Wird, wie gebräuchlich, bei gufseisernen und schmiedeisernen, z. B. aus vier gleichen Winkeleisen zusammengesetzten Stützen, $B + b = H$ und $b = h$ angenommen, ferner $h = \frac{H}{n}$ gesetzt, worin n für Gufseisen etwa 3 bis 6, für Schmiedeisen etwa 5 bis 10 beträgt, so ergiebt sich aus Gleichung 8 die Armlänge des kreuzförmigen Querschnittes

$$H = n\sqrt[4]{\frac{4{,}868}{n(n^3+n-1)}\cdot\frac{l^2}{N.E}\cdot P} = 1{,}48\,n\sqrt[4]{\frac{1}{n(n^3+n-1)}\cdot\frac{l^2}{N.E}\cdot P} \quad . \quad . \quad 10.$$

Kennt man das Verhältnis $\frac{h}{l}$ des kleinsten Querschnittsmafses zur Länge einer solchen Stütze, so ergiebt sich die mit der Abnahme dieses Verhältnisses abnehmende zulässige Druckfestigkeit p des Stützenmateriales aus der Gleichung[16])

$$p = N.E.\frac{\pi^2}{4}.c.\left(\frac{h}{l}\right)^2, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 11.$$

worin c einen von der Querschnittsform der Stütze abhängigen Zahlenkoeffizienten bezeichnet, welcher für den rechteckigen, den kreis- oder kreisringförmigen und den kreuzförmigen (aus 5 Quadraten mit der Seite $\frac{H}{3}$ bestehenden Kreuzes gebildeten) Querschnitt bezw. $\frac{1}{12}$, $\frac{1}{16}$ und $\frac{29}{540}$ beträgt. Wird hierin $N.E$ für Gufseisen und Schmiedeisen bezw. $\frac{1}{8}.970000 = 121250$ und $\frac{1}{6}.1900000 = 316666$ gesetzt, so ergeben sich für Verhältnisse $\frac{h}{l}$ von 0,315 bis 0,025 für gufseiserne und von 0,126 bis 0,010 für schmiedeiserne Stützen nachstehende abnehmende Werte von p für die obengenannten drei Querschnittsformen.

Schmiedeisen				Gufseisen			
$\frac{h}{l}$	□	○	+	$\frac{h}{l}$	□	○	+
0,126	—	—	670	0,315	—	—	1600
0,120	—	—	603	0,300	—	—	1443
0,117	—	670	574	0,292	—	1600	1368
0,110	—	590	517	0,275	—	1413	1213
0,101	670	498	430	0,253	1600	1195	1020
0,090	527	345	340	0,225	1257	944	813
0,080	417	312	269	0,200	944	747	642
0,070	318	239	206	0,175	751	573	490
0,060	234	176	151	0,150	559	421	362
0,050	162	122	105	0,125	388	291	251
0,040	104	78	67	0,100	248	187	160
0,030	59	44	38	0,075	164	123	106
0,020	26	20	17	0,050	62	46	40
0,010	6	5	4	0,025	15	12	6

Nimmt man, um die Abmessungen des Querschnittes einer Stütze von der Länge l zu bestimmen, einen Querschnitt f_1 nach Form und Inhalt vorläufig an, so entspricht demselben ein bestimmtes Verhältnis $\frac{h}{l}$ und Druckäquivalent p. Entnimmt man letzteres aus der Tabelle, berechnet $\frac{P}{p} = f$ und vergleicht das Resultat mit f_1, so mufs sich eine genügende Übereinstimmung zeigen. Findet sich $f_1 \gtrless f$, so mufs f_1 bezw. kleiner oder gröfser genommen und dies so lange fortgesetzt werden, bis eine genügende Übereinstimmung zwischen beiden Werten erreicht ist. Hierdurch läfst sich das Verfahren der Querschnittsbestimmung auf Ausbiegung (Knicken) beanspruchter Säulen wesentlich vereinfachen.

Fig. 5.

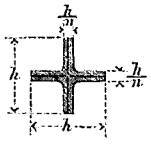
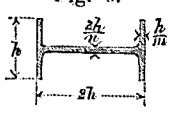


Fig. 6.



Für zusammengesetzte, z. B. +- oder I-förmige Querschnitte schmiedeiserner Stützen, siehe Fig. 5 u. 6, ergeben sich, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, die Koeffizienten

$$c = \frac{n^3+n-1}{12(2n-1)n^2} \quad \text{und} \quad c = \frac{n^3+8(m-1)}{12(n+2m-2)n^2}$$

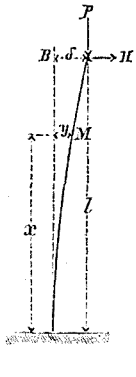
[16]) Vergl. Heinzerling. Druckäquivalente auf Ausbiegung (Knicken) beanspruchter Stäbe. Deutsche Bauz. 1874, S. 138.

und für verschiedene Werte von n, m und $\frac{h}{l}$ die in nachstehender Tabelle verzeichneten, ihnen entsprechenden zulässigen Festigkeiten p.

$\frac{h}{l}$	+-förmiger Querschnitt						$\frac{h}{l}$	I-förmiger Querschnitt		
	$\frac{1}{n}=\frac{1}{5}$	$\frac{1}{n}=\frac{1}{6}$	$\frac{1}{n}=\frac{1}{7}$	$\frac{1}{n}=\frac{1}{8}$	$\frac{1}{n}=\frac{1}{9}$	$\frac{1}{n}=\frac{1}{10}$		$n=9$ $m=5$	$n=6$ $m=7{,}5$	$n=12$ $m=8$
0,138	—	—	—	—	—	670	0,149	—	670	—
0,137	—	—	—	—	670	642	0,145	—	606	—
0,136	—	—	—	670	635	628	0,139	—	557	670
0,135	—	670	670	632	625	620	0,130	—	488	567
0,131	670	607	589	586	584	580	0,127	670	465	540
0,120	551	507	506	500	494	490	0,120	573	416	463
0,110	463	434	425	420	416	412	0,110	482	349	406
0,100	382	359	351	346	343	340	0,100	398	289	336
0,090	310	291	284	280	278	275	0,090	322	234	273
0,080	245	230	225	222	220	218	0,080	255	185	213
0,070	178	176	168	167	166	165	0,070	195	142	146
0,060	138	129	126	125	124	123	0,060	143	104	121
0,050	96	90	88	87	86	85	0,050	99	72	74
0,040	61	57	56	56	55	54	0,040	64	46	54
0,030	34	32	28	28	28	28	0,030	36	26	30
0,020	15	14	14	14	14	14	0,020	16	12	12
0,010	4	3	3	3	3	3	0,010	4	3	3

Wird ein fester Säulenpfeiler nicht durch das auf demselben lastende Gewicht P, welches nur auf Druck desselben wirkt, sondern durch eine an dessen oberem Ende wirkende Horizontalkraft H, z. B. durch die von der Zugkraft der Maschinen bewirkte

Fig. 7.



gröfste Horizontalverschiebung des darauf ruhenden Trägers, um δ seitlich ausgebogen, siehe Fig. 7, so erfährt er in allen zwischen seinen Enden befindlichen Querschnitten f, wenn man von seinem Eigengewichte absieht, nicht nur einen gleichmäfsigen Druck $p_{,} = \frac{P}{f}$, sondern auch einen von der Biegung herrührenden Druck, welcher für eine in dem Abstande x von dem festgehaltenen Fufsende und bei einem Abstande a der am stärksten gedrückten Faser des Querschnittes von dessen neutraler Achse

$$p_{,,} = \frac{a}{t}[H(l-x) + P(\delta - y)]$$

beträgt und für $x = y = 0$, d. h. am Fufse, seinen gröfsten Wert erreicht. Soll hierbei die zulässige Anspruchnahme p des Pfeilermaterials nicht überschritten werden, so gilt für das Fufsende die Bedingung

$$\frac{P}{f} + \frac{a}{t}[H.l + P.\delta] \leq p \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 12.$$

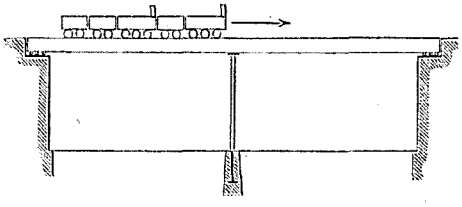
Werden in diese Gleichung die bei einem gewählten Querschnitte bekannten oder leicht zu ermittelnden Werte f, a, t eingeführt, so erfährt man, ob derselbe in einem vorliegenden Falle genügt oder nicht; auch läfst sich umgekehrt durch Einführung des Wertes p, welcher bei Gufseisen zu 1600 kg, bei Schmiedeisen zu 800 kg für den qcm anzunehmen ist, einer jener drei Werte f, a oder t und daraus der erforderliche Querschnitt nach Form und Gröfse ermitteln. So ergiebt sich z. B. für den kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser d

$$f = \frac{\pi d^2}{4}, \quad a = \frac{d}{2} \quad \text{und} \quad t = \frac{\pi}{64}.d^4,$$

mithin, wenn diese Werte in Gleichung 12 eingeführt werden, die einzige darin enthaltene Unbekannte d. In ähnlicher Weise lassen sich die Querschnittsabmessungen des kreisringförmigen, kreuzförmigen und jedes zusammengesetzten Querschnittes bestimmen. Da wohl in allen praktischen Fällen der Flächendruck gröfser als der Biegungsdruck, also $p_{,} > p_{,,}$ ist, so wird bei allen zur neutralen Achse symmetrischen Querschnitten, worin der durch die Biegung hervorgebrachte Zug $s_{,,}$ und Druck $p_{,,}$ gleich wird, auch $p_{,} > s_{,,}$, d. h. es herrscht alsdann in allen Teilen des Pfeilerquerschnittes nur Druckspannung.

Ist der Überbau auf dem Säulenpfeiler fest gelagert, während derselbe über den zu beiden Seiten befindlichen Öffnungen auf beweglichen Lagern ruht, siehe Fig. 8, so setzt sich jene von einem im Gang befindlichen Eisenbahnzuge auf den Pfeiler ausgeübte horizontale Kraft zusammen aus der von den Maschinen ausgeübten Zugkraft, sowie aus der einer Fortbewegung des über der Brückenöffnung befindlichen Teiles des Zuges entgegenwirkenden rollenden Reibung desselben und aus der Reibung am beweglichen Lager. Wird das Adhäsionsgewicht der Lokomotiven mit M, der Reibungskoefficient von Eisen auf Eisen mit φ, das Bruttogewicht jenes Zugteiles mit G, der Koefficient der rollenden Reibung des letzteren mit χ, die Belastung der beweglichen Auflager mit A, der Reibungskoefficient derselben mit ψ bezeichnet, so wird jene Horizontalkraft

Fig. 8.



$$H = M.\varphi - (G.\chi + A.\psi), \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 13.$$

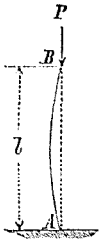
worin im Mittel bei Reibung von Eisen auf Eisen $\varphi = \frac{1}{7}$, bei Eisenbahnzügen $\chi = \frac{1}{500}$ und bei Walzenlagern mit dem Walzendurchmesser d in mm $\psi = \frac{1{,}5}{d}$ gesetzt werden kann. Für M_{max}, also für eine oder mehrere der schwersten Lokomotiven mit gekuppelten Rädern (Güterzugsmaschinen), für G_{min} und A_{min}, also für das kleinste Gewicht des anhängenden Zuges und für die geringste Belastung des beweglichen Lagers erreicht, unter übrigens gleichen Umständen, H sein Maximum. Dieser Fall tritt ein, wenn der sich gegen den Pfeiler bewegende schwerste Güterzug mit den arbeitenden Lokomotiven bereits über der Brückenöffnung sich befindet, während der übrige Teil des Zuges dieselbe noch nicht erreicht hat, in welchem Falle in Gleichung 13 $G.\chi = 0$ wird. Eine vergleichsweise noch gröfsere horizontale Zugkraft kann das Bremsen von Eisenbahnzügen auf Brückenpfeiler ausüben; dieselbe kann im Mittel zu 0,2 der Bruttolast angenommen werden.[17]) Bei Brücken in der Kurve können die festen Säulenpfeiler aufserdem durch die von den passierenden Eisenbahnzügen erzeugte Centrifugalkraft normal zur Bahnachse seitlich ausgebogen werden. Diese Kraft wirkt an den äufseren Fahrschienen und kommt im ungünstigsten Falle zu dem in gleicher Richtung wirkenden Winddrucke hinzu. Bezeichnet G das Gewicht des schwersten Güterzuges für die Längeneinheit, v dessen gröfste Fahrgeschwindigkeit, r den mittleren Krümmungshalbmesser der Kurve, $g = 9{,}81$ m die Beschleunigung durch die Schwere, so ist die auf einen Meter Gleis wirkende Centrifugalkraft

$$c = \frac{G.v^2}{gr} = 0{,}102\,\frac{G.v^2}{r} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 14.$$

[17]) Vergl. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879, S. 152 und Deutsche Bauz. 1885, S. 331 und 355, sowie 1887, S. 99.

2. Die drehbaren Säulenpfeiler, wozu vorzugsweise die mit Kugelscharnieren an den Enden versehenen Gelenk- oder Pendelpfeiler der Balkenbrücken, und die in vereinzelten Fällen ausgeführten Pendelstützen der Hängebrücken gehören, sind als massive oder hohle Stützen mit derart drehbar beweglichen Enden anzusehen, dafs dieselben in der Lotrechten AB verbleiben, dafs aber eine seitliche Ausbiegung der Stütze zwischen denselben, siehe Fig. 9, erfolgen kann. Bezeichnet P die auf eine Stütze von der Länge l entfallende gröfste Belastung durch den Überbau, während N und E ihre früheren Bedeutungen und Werte behalten, so ergiebt sich der erforderliche Querschnitt der Stütze aus dessen Trägheitsmoment

Fig. 9.



$$t = \frac{1}{N\pi^2} \cdot \frac{l^2}{E} \cdot P = 0{,}101 \frac{l^2}{N.E} \cdot P, \quad \ldots \quad 15.$$

oder für Stützen mit gegebenem Querschnitt die zulässige Belastung:

$$P = N.\pi^2 . \frac{E}{l^2} . t = 9{,}868\, N. \frac{E}{l^2} . t \quad \ldots \quad 16.$$

Mit Bezug auf die in Gleichung 3, 4 und 5 enthaltenen Bezeichnungen und Werte der Trägheitsmomente ergiebt sich aus Gleichung 15 für die Säule mit kreisförmigem Querschnitt

$$d = \sqrt[4]{\frac{64}{\pi^3} \cdot \frac{l^2}{N.E} . P} = 1{,}199 \sqrt[4]{\frac{l^2}{N.E} . P}, \quad \ldots \quad 17.$$

mit ringförmigem Querschnitt von der Wandstärke δ

$$(d + 2\delta)^4 - d^4 = \frac{64}{\pi^3} \cdot \frac{l^2}{N.E} . P = 2{,}067 \frac{l^2}{N.E} . P, \quad \ldots \quad 18.$$

mit kreuzförmigem Querschnitt von den früher angegebenen Verhältnissen

$$H = 1{,}05\, n \sqrt[4]{\frac{1}{n(n^3+n-1)} \cdot \frac{l^2}{N.E} . P} \quad \ldots \quad 19.$$

Für Verschiebungen des oberen Stützenendes durch die Träger, infolge deren die Linie AB mit der Lotrechten einen Winkel α einschliefst, ist in den vorstehenden Gleichungen $\frac{P}{\cos\alpha}$ statt P zu setzen, worin jedoch wegen der Kleinheit des Winkels α in den meisten Fällen $\cos\alpha = 1$ angenommen werden kann.

Die mit der Abnahme des Verhältnisses $\frac{h}{l}$ der kleinsten Querschnittsdimension zur Länge einer solchen Stütze abnehmende zulässige Druckfestigkeit p des Stützenmaterials ergiebt sich unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen aus der Gleichung

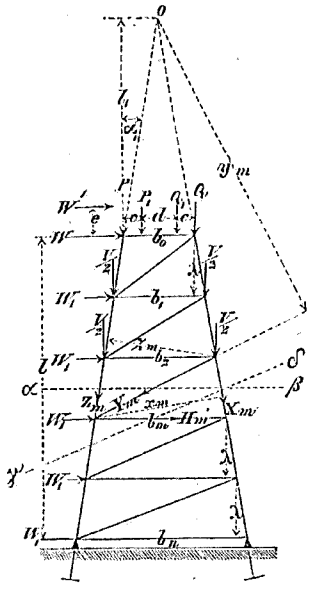
$$p = N.E.\pi^2 . c . \left(\frac{h}{l}\right)^2, \quad \ldots \quad 20.$$

woraus folgt, dafs dieselbe unter übrigens gleichen Umständen den vierfachen Wert der durch Gleichung 11 bestimmten Festigkeit besitzt, dafs also alle die in den früheren Tabellen enthaltenen Werte von p durch Multiplikation mit 4 für den vorliegenden Fall giltig werden, während die Berechnungsweise des Stützenquerschnittes dieselbe bleibt.

II. Die Wandpfeiler. 1. Die festen Wandpfeiler.

a. Form und Belastungsweise. Werden dieselben mit unter einem Winkel α zur Lotrechten geneigten Ständern, gedrückten Horizontalen und gekreuzten Diagonalen, siehe Fig. 10, S. 19, konstruiert und aufser dem Eigengewicht V jeder Etage gleichzeitig durch die auf die Querträger wirkenden Verkehrslasten P_1 und Q_1, sowie durch den in der Entfernung e über dem Pfeilerkopf wirkenden Winddruck W' beansprucht, so erhält man, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, die auf die Ständerköpfe links und rechts wirkenden Verkehrsbelastungen

Fig. 10.



$$P_{,,} = \frac{P_1(d+c)+Q_1 c}{d+2c} \text{ und } Q_{,,} = \frac{Q_1(d+c)+P_1 c}{d+2c} \quad . \quad . \quad 21.$$

Setzt man, um den auf den Überbau wirkenden Winddruck auf den Pfeilerkopf zu übertragen, für einen in der beliebigen Entfernung $m\lambda$ unter dem Pfeilerkopf befindlichen Drehpunkt

$$W'(m\lambda + e) + R(d+2c) = {}^{a}M_m \quad . \quad . \quad . \quad 22.$$

und macht

$$R = W' \cdot \frac{e}{d+2c}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 23.$$

so wird

$$W' \cdot m\lambda = {}^{a}M_m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 24.$$

Mithin läfst sich jener Winddruck W' am Pfeilerkopf, und zwar nach derselben Richtung wirkend, annehmen, wenn an den Pfeilerköpfen die ideellen lotrechten Kräfte $-R$ und $+R$ angebracht und zu den Werten $P_{,,}$ und $Q_{,,}$ addiert, also durch die Gesamtkräfte $P = P_{,,} - R$ und $Q = Q_{,,} + R$ gebildet werden.

b. Statische Berechnung. *α.* Analytischer Weg. Nennt man den Winddruck W' mit Einschlufs des unmittelbar auf den Pfeilerkopf wirkenden Winddruckes W, versteht unter V das Eigengewicht einer mittleren Etage, unter W_1 den auf dieselbe treffenden Winddruck, welcher letztere für sämtliche Etagen gleich angenommen werden kann, so ergiebt sich, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur, für ein beliebiges $m$tes Feld die Spannung in dem rechten Jochständer

$$X_m = -\frac{1}{x_m}\left[(m-1)\,V.\frac{b_m}{2} + P.\frac{b_m - b_0}{2} + Q.\frac{b_m + b_0}{2} + W.m\lambda + W_1.\frac{m(m-1)}{2}.\lambda\right], \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 25.$$

worin $x_m = b_m . \cos\alpha$ wird, die Spannung in dem linken Jochständer

$$Z_m = \frac{1}{z_m}\left[-(m-1)\,V.\frac{b_{m-1}}{2} - P.\frac{b_{m-1} - b_0}{2} - Q.\frac{b_{m-1} + b_0}{2} + W(m-1)\lambda + W_1.\frac{(m-1)(m-2)}{2}.\lambda\right], \quad . \quad . \quad . \quad 26.$$

worin $z_m = b_{m-1} . \cos\alpha$ wird, die Spannung in der $m$ten rechts oder links steigenden Diagonale von der Länge d_m bezw.

$$Y_m = \pm\frac{1}{y_m}\left[P.\frac{b_0}{2} - Q.\frac{b_0}{2} + W.l_1 + (m-1)\,W_1\left(l_1 + \frac{m}{2}.\lambda\right)\right], \quad . \quad . \quad 27.$$

worin $y_m = \frac{b_m}{d_m}(l_1 + (m-1)\lambda)$ wird, und die Spannung in der $m$ten Horizontale

$$H_m = -\frac{1}{l_1 + m\lambda}\left[P.\frac{b_0}{2} - Q.\frac{b_0}{2} + \frac{V}{2}.\frac{b_m}{2} + W.l_1 + m\,W_1\left(l_1 + \frac{m+1}{2}.\lambda\right)\right] \quad . \quad . \quad 28.$$

Der rechte Jochständer erfährt hiernach den gröfsten Druck, wenn der Pfeiler auf beiden Seiten am meisten belastet ist und der stärkste Winddruck von der linken Seite des Wandpfeilers her wirkt, wobei dieser Druck um so gröfser wird, je gröfser m ist oder je tiefer die Etage des Pfeilers liegt. Der linke Jochständer erleidet hiernach den kleinsten Druck, wenn der Pfeiler auf beiden Seiten möglichst entlastet ist und der stärkste Winddruck ebenfalls von der linken Seite her wirkt.

$$\text{Für } (m-1)\,V.b_{m-1} + P(b_m - b_0) + Q(b_{m-1} + b_0) \gtrless [W.2.(m-1) + W_1(m-1)(m-2)]\lambda \quad . \quad . \quad . \quad 29.$$

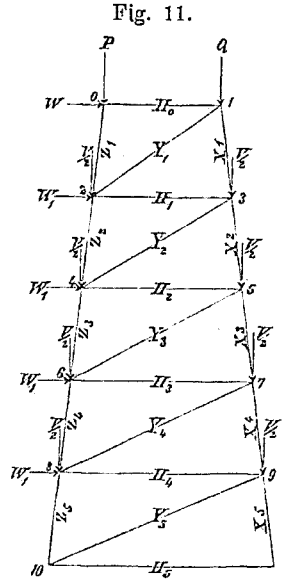
erleidet dieser Jochständer bezw. einen Druck oder einen Zug, welcher letztere eine Verankerung desselben mit dem Sockel- oder Fundamentmauerwerk des Pfeilers erforderlich macht. Übrigens nimmt auch hier die in dem Jochständer entwickelte Anspruchnahme sowohl auf Zug als auch auf Druck mit dem Abstande von dem Pfeilerkopfe zu.

Die rechts steigenden Diagonalen erfahren den gröfsten Zug bei der gröfsten Belastung des linken und bei der kleinsten Belastung des rechten Jochständers und wenn der gröfste Winddruck von der linken Seite des Waudpfeilers her wirkt, während die links steigenden Diagonalen den geringsten Zug bei der gröfsten Belastung des linken und bei der kleinsten Belastung des rechten Jochständers, sowie wenn der gröfste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt, erfahren. Für $P = Q$ werden die Diagonalen nur durch Winddruck bezw. auf Zug und Druck, wenn sie gleichzeitig, und nur auf Zug beansprucht, wenn sie abwechselnd wirken sollen. Der letztere Fall, welcher bei Anordnung gekreuzter Zug-Diagonalen eintritt, ist in der Praxis der gewöhnliche.

Die Horizontalen erfahren den gröfsten Druck bei der gröfsten Belastung des linken und bei der kleinsten Belastung des rechten Jochständers und wenn der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt. Sieht man von dem verhältnismäfsig geringen Eigengewicht $\frac{V}{2}$ einer halben Etage ab, so werden für $P = Q$ auch die Horizontalen nur durch den Winddruck und zwar in Verbindung mit den rechts steigenden Diagonalen und unter Einwirkung des Windes nach der hier vorausgesetzten Richtung auf Druck beansprucht: eine Anspruchnahme, welche für deren Dimensionierung mafsgebend ist. Bei Brücken in Kurven ist der durch die Centrifugalkraft entstehende Seitendruck nach Gleichung 14 zu berücksichtigen.

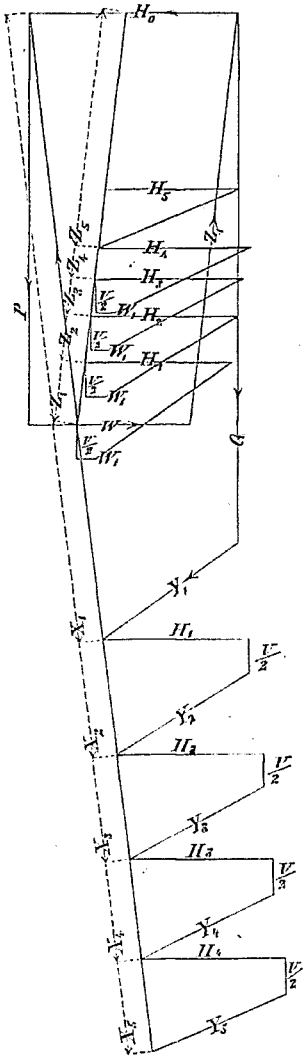
β. Graphischer Weg. Sind die äufseren Kräfte P, Q und W wie in vorhergehendem bestimmt, so werden sie nach einem passenden Kräftemafsstab ihrer Gröfse und Lage nach so aufgetragen, dafs man in den Knoten 0, 1, 2, . . . 10, siehe Fig. 11, der Reihe nach stets je zwei nur ihrer Lage nach bekannte Spannungen von Gliedern des Wandpfeilers auch ihrer Gröfse nach bestimmen kann. Am Knoten 0 wirken die beiden äufseren Kräfte P und W, welche nach ihrer Lage und Gröfse, und die beiden inneren Kräfte H_0 und Z_1, welche nur ihrer Lage nach bekannt sind. Werden P und W in der angegebenen Weise aufgetragen und Parallele zu den Kräften H_0 und Z_1 so gezogen, dafs sie sich schneiden, wie dies in Fig. 12, S. 21 geschehen ist, so sind diese Kräfte auch ihrer Gröfse nach bestimmt und in der Figur mit H_0 und Z_1 bezeichnet. Trägt man die bezw. nach unten und nach rechts gerichteten Pfeile von P_1 und W_1 in das Kräftepolygon und im Sinne einer Drehung von links nach rechts Pfeile auch in die beiden übrigen Polygonseiten ein, wie dies in Fig. 12 geschehen ist, so erkennt man, dafs der Pfeil von Z_1, sowie von H_0 gegen den bezw. oben und links befindlichen Zerlegungspunkt dieser Kräfte gerichtet ist, dafs mithin diese Kräfte auf eine Verkürzung jener Pfeilerteile hinwirken, also Druckspannungen erzeugen. Am Knoten 1 wirken die bekannte äufsere Kraft Q und die bekannte innere Kraft H_0, während die beiden inneren Kräfte Y_1 und X_1 nur ihrer Lage nach bekannt sind. Wird nun Q von H_0 lotrecht der Gröfse nach angetragen, und je eine Parallele zu den inneren Kräften Y_1 und X_1

Fig. 11.



so gezogen, dafs sich beide schneiden, wie dies gleichfalls in Fig. 12 geschehen ist, so sind die beiden letzteren auch ihrer Gröfse nach bestimmt und in der Figur mit Y_1 und X_1 bezeichnet. Trägt man den abwärts gerichteten Pfeil von Q und im Sinne einer Drehung von rechts nach links Pfeile auch in die beiden folgenden Polygonseiten ein, wie dies in Fig. 12 geschehen ist, so ersieht man, dafs der Pfeil von Y_1 dem oben befindlichen Zerlegungspunkt ab-, der Pfeil von X_1 dagegen demselben Zerlegungspunkte zugewendet ist, dafs mithin diese Kräfte bezw. auf eine Verlängerung und auf eine Verkürzung jener Pfeilerteile hinwirken, also Zug- und Druckspannungen erzeugen. Am Knoten 2 wirken aufser den beiden äufseren Kräften $\frac{V}{2}$ und W, die beiden bekannten inneren Kräfte $Z_1\,Y_1$ und die beiden unbekannten inneren Kräfte H_1 und Z_2. Werden der Reihe nach die vier Kräfte Z_1, $\frac{V}{2}$, W und Y_1 ihrer Lage und Gröfse nach so aufgetragen, wie es in Fig. 12 geschehen ist, und zu H_1 und Z_2 Parallelen gezogen, bis sich dieselben schneiden, wobei Z_2 mit der Richtung von Z_1 zusammenfällt, so sind die beiden unbekannten Kräfte H_1 und Z_2 auch ihrer Gröfse nach bestimmt und ergeben sich beide auf dem zuvor gezeigten Wege als Druckspannungen. Im Knoten 3 wirken die äufsere Kraft $\frac{V}{2}$, die beiden bekannten inneren Kräfte X_1, H_1 und die beiden unbekannten inneren Kräfte Y_2, X_2, welche letzteren in derselben Weise nach Gröfse und Spannungsart bestimmt werden, wobei die Spannungsrichtung von X_2 mit derjenigen von X_1 zusammenfällt. In derselben Weise sind die Spannungen X_3 bis X_5, Z_3 bis Z_5, Y_3 bis Y_5 und H_2 bis H_5 bestimmt und in dem Generalkräfteplan der Fig. 12 zusammengestellt.

Fig. 12.



c. Modifikationen der statischen Berechnung. Werden die Wandpfeiler mit ungleichen Etagenhöhen angeordnet, so behalten die Formeln 25 bis 28 ihre Giltigkeit, wenn statt des Gewichtes $(m-1)\,V$ der $m-1$ Etagen von konstantem mittleren Gewichte die Spannung ΣV aus den verschiedenen Gewichten der $m-1$ Etagen, statt der Hebelarme $m\lambda$ und $(m-1)\lambda$ von H die aus der Summe der m und $m-1$ ungleichen Etagenhöhen sich ergebenden Hebelarme h_m, h_{m-1} und statt der in jenen Gleichungen vorkommenden verschiedenen Momente des in den einzelnen Etagen angreifenden, mittleren, konstanten Winddruckes die einem in den einzelnen Etagen wirkenden ungleichen Winddruck entsprechenden Momente $\Sigma H_1 h_1$ eingeführt werden.

Bei der numerischen Berechnung der Wandpfeiler empfiehlt es sich, in besonderen Fällen die Spannungen in ihren einzelnen Teilen durch das Eigengewicht derselben (e), durch die Belastung des Überbaues mittels Eigengewicht und Verkehr (u), sowie durch den Winddruck (w) für die betreffenden gröfsten Anspruchnahmen zu ermitteln und die so gewonnenen Einzelwerte algebraisch zu summieren, also

$$X_m = X_m^e + X_m^u + X_m^w; \quad Z_m = Z_m^e + Z_m^u + Z_m^w; \quad Y_m = Y_m^u + Y_m^w$$

und $H_m = H^e + H_m^u + H_m^w$ zu setzen.

Wird der vorstehende Wandpfeiler, z. B. bei einer zweigleisigen Brücke, mit einem lotrechten Mittelständer, siehe Fig. 13, versehen, während das Diagonalensystem wegen der günstigeren Neigung der Diagonalen und der rationelleren Berechnung und Dimensionierung derselben unverändert bleibt, so hat jener Mittelständer nur denjenigen Anteil $\frac{P_1}{r} + \frac{Q_1}{s}$ der Belastung $P_1 + Q_1$ aufzunehmen, welcher sich auf die demselben zunächst befindlichen Lager des Überbaues überträgt, während der linke und rechte geneigte Jochständer bezw. nur die Belastung der ihnen zunächst befindlichen Lager $P_1 . \frac{r-1}{r}$ und $Q_1 . \frac{s-1}{s}$ aufzunehmen hat. Durch den Winddruck, insoweit ihn jener Diagonalverband aufnimmt, wird der mittlere Ständer nicht, sondern nur durch die Mehrbelastung der mittleren Lager infolge Winddrucks beansprucht: ein Umstand, welcher den drei Ständern eine annähernd gleiche Stärke zu geben gestattet. Erhalten die festen Wandpfeiler zwei lotrechte Ständer von der Höhe l, welche durch Horizontale und gekreuzte Diagonalen verbunden sind, nebst zwei Streben von der Länge s, siehe Fig. 14, und diese Pfeiler werden durch dieselben Kräfte V, P, Q, W und W_1 angegriffen, so haben ihre Ständer in der beliebigen $m$ten Etage zunächst bezw. die Druckspannung $P + \frac{m}{2} . V$ und $Q + \frac{m}{2} . V$, ihre Streben den z. B. von der linken Seite her wirkenden Winddruck W, siehe Fig. 15, durch Übertragung längs der obersten Horizontalen derart aufzunehmen, dafs die linke und rechte Strebe bezw. die Zugspannung und Druckspannung

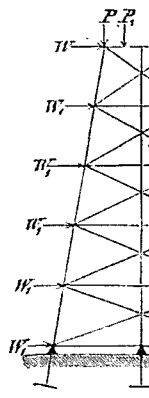


Fig. 13.

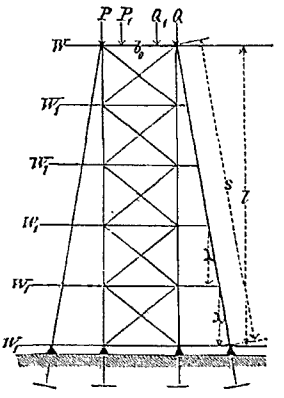


Fig. 14.

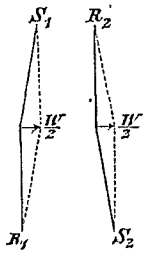


Fig. 15.

$$S_1 = \frac{W}{2} . \frac{s}{\sqrt{s^2 - l^2}} \quad \text{und} \quad S_2 = -\frac{W}{2} . \frac{s}{\sqrt{s^2 - l^2}} \quad . \quad . \quad . \quad 30.$$

erfährt. Die bei dieser Zerlegung des Winddruckes II entstehenden vertikalen Komponenten

$$R_1 = -\frac{W}{2} . \frac{l}{\sqrt{s^2 - l^2}} \quad \text{und} \quad R_2 = \frac{W}{2} . \frac{l}{\sqrt{s^2 - l^2}} \quad . \quad . \quad . \quad 31.$$

wirken bezw. auf Druck des linken und auf Zug des rechten Ständers. Die auf die rechte Strebe und auf den linken Ständer ausgeübten Zugkräfte S_1 und R_2, welche bei umgekehrter Windrichtung auf die linke Strebe und auf die rechten Ständer übergehen, bedingen die Verankerung beider Streben und event. beider Ständer mit dem Sockel- oder Fundamentmauerwerk.

Nimmt man an, dafs in jedem Knotenpunkte einer Etage der Winddruck II, angreift und dafs dieser durch den erwähnten, zwischen den Ständern angebrachten Fachwerkverband zu übertragen ist, so ergiebt sich die Zugspannung der $m$ten Diagonale

$$Y_m = (m-1) \frac{\sqrt{b_0^2 + \lambda^2}}{b_0} . W_1 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 32.$$

und die Druckspannung der $m$ten Horizontale

$$W_m = -m . W_1, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 33.$$

während sich in dem $m$ten Gliede des rechten Ständers die Druckspannung

$$X_m = -\frac{m(m-1)}{2} . \frac{\lambda}{b_0} . W_1, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 34.$$

in dem $m$ten Gliede des linken Ständers die Zugspannung

$$Z_m = \frac{(m-1)(m-2)}{2} \cdot \frac{\lambda}{b_0} \cdot W_1 \quad \ldots \quad 35.$$

entwickelt. Es beträgt daher die Gesamtspannung im $m$ten Gliede des linken Ständers

$$V_1 = -P - \frac{m}{2} \cdot V - W \cdot \frac{l}{2\sqrt{s^2+l^2}} + \frac{(m-1)(m-2)}{2} \cdot \frac{\lambda}{b_0} \cdot W_1 \quad \ldots \quad 36.$$

und des rechten Ständers

$$V_2 = -Q - \frac{m}{2} \cdot V + W \cdot \frac{l}{2\sqrt{s^2+l^2}} - \frac{m(m-1)}{2} \cdot \frac{\lambda}{b_0} \cdot W_1 \quad \ldots \quad 37.$$

Zieht man beide Werte voneinander ab, so ergiebt sich

$$V_1 - V_2 = Q - P - W \frac{l}{\sqrt{s^2+l^2}} + (m-1)^2 \frac{\lambda}{b_0} \cdot W_1 \quad \ldots \quad 38.$$

Je nachdem

$$Q + (m-1)^2 \frac{\lambda}{b_0} \cdot W_1 \gtrless P + W \cdot \frac{l}{\sqrt{s^2+l^2}} \quad \ldots \quad 39.$$

ist, wird die Spannung V_1 oder V_2 für die Dimensionierung der Ständer maßgebend sein. Um die Streben bei größeren Pfeilerhöhen behufs Sicherung gegen seitliche Ausbiegung durch Druck nicht allzu stark nehmen zu müssen, sind die Horizontalen soweit verlängert angenommen, daß sie die Streben noch fassen und diese dadurch aussteifen helfen.

Wird einer der vorerwähnten, unten verankerten Wandpfeiler an seinem Kopfe von einer daselbst wirkenden, z. B. durch Horizontalverschiebung der Brückenträger bei Temperaturwechsel erzeugten Horizontalkraft um δ seitlich ausgebogen, so erfahren die Ständer außer dem vorher ermittelten, gleichmäßig über den Querschnitt verteilten noch einen von jener Biegung herrührenden Druck, welcher, mit jenem ersteren zusammengenommen, nirgends den zulässigen Druck überschreiten darf. Nimmt man an, daß die an einem Ständer wirkende Horizontalkraft mit H und jener gleichmäßige Druck auf die Querschnittsfläche f jenes Ständers von der Höhe l mit P bezeichnet werde, so ist die Querschnittsfläche jedes Ständers mit dem Trägheitsmomente t und dem Abstande a seiner gedrücktesten Faser von seiner neutralen Achse nach Gleichung 12 zu beurteilen, wobei entweder ein vorläufig angenommener Querschnitt auf seine Zulässigkeit geprüft oder, nach Annahme aller übrigen Dimensionen, eine Abmessung desselben ermittelt werden kann.

2. Die drehbaren Wandpfeiler unterscheiden sich von den in Fig. 10 und 13 (S. 19 und 22) dargestellten festen Wandpfeilern nur durch die Isolierung von ihren Lagern, in welchen sie sich drehen können und durch die veränderten Anspruchnahmen, welche einzelne ihrer Teile erleiden, wenn sie infolge von Belastung und Temperaturwechsel der Brückenträger, welche auf ihnen ruhen und mit ihnen drehbar verbunden sind, eine Neigung annehmen, also einen Winkel mit der Lotrechten einschließen. Die erste Bedingung erfordert, daß in den Jochständern stets Druck stattfindet, damit ein Abheben von ihren Lagern nicht eintreten kann und ist durch Ungleichung 29 festgestellt. Aus derselben folgt, daß alle die Stabilität des Wandpfeilers befördernden Werte um so größer werden, je größer b_{m-1} und b_m sind, daß man mithin, unter übrigens gleichen Umständen, den auf Umsturz wirkenden Kräften durch Annahme einer hinreichenden Breite des Pfeilers wirksam entgegentreten kann. Bei einer Neigung der Pfeilerwand unter dem Winkel α zur Lotrechten treten Veränderungen der Anspruchnahmen nur durch die Belastungen P, Q und V, statt deren in den Gleichungen 25—28 $\frac{P}{\cos\alpha}$, $\frac{Q}{\cos\alpha}$ und $\frac{V}{\cos\alpha}$ zu setzen ist, nicht aber durch die Horizontalkräfte W und W_1 ein.

III. Die Turmpfeiler (Fachwerkpfeiler).[18]) 1. Die pyramidenförmigen Fachwerkpfeiler.

a. Form und Belastungsweise. Werden Pfeiler, deren Horizontalschnitte Rechtecke bilden, mit vier Wandungen versehen, wovon je zwei unter dem gleichen Winkel zu einer lotrechten Ebene geneigt sind, sodann geschofsweise durch Horizontale mit gekreuzten Diagonalen — letztere sowohl in den geneigten Wandebenen als auch in den Horizontalebenen der einzelnen Etagen — verbunden und werden deren Ständer mit dem Fundamentmauerwerk verankert, so ergiebt sich das in Fig. 16 dargestellte, allgemeine System der pyramidenförmigen Fachwerkpfeiler. Sollen sich die verlängerten Achsen ihrer Ständer in einem Punkte schneiden, siehe Fig. 17, so ist, wenn die Höhe l des Pfeilers und die Seiten a_o und b_o des Rechtecks am Pfeilerkopf angenommen werden, die Form der Pyramide bezw. die Seite a_u und b_u des Rechtecks am Pfeilerfufse bestimmt, wenn die Neigung nur einer Pfeilerwand festgesetzt wird. Werden dagegen aufser der Höhe l des Pfeilers und der Seite a_o und b_o des oberen Rechtecks die Neigungen beider Pfeilerwände angenommen, wodurch die Seiten a_u und b_u des Rechtecks am Pfeilerfufse ebenfalls bestimmt sind, so schneiden sich die Achsen der zusammengehörigen zwei Ecksäulen der vier Pfeilerwände im allgemeinen in vier Punkten, siehe Fig. 18. Die Belastungen der Pfeiler durch Eigengewicht und Verkehrslast der Brückenträger werden hierbei von den auf den Langträgern befindlichen Lagern auf die Querträger und erst von diesen auf die Ecksäulen der Pfeiler übertragen. Bezeichnet R die in einem jener Lager auf den Langträger $a\,b$ wirkende Last, siehe Fig. 16, so sind, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 19, die auf beide Querträger übertragenen Lastanteile

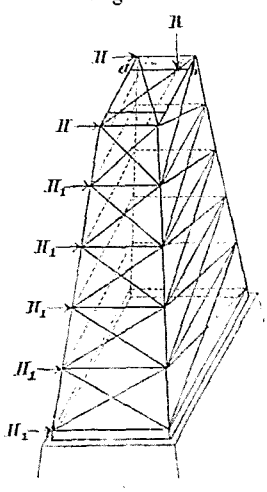


Fig. 16.

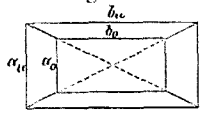


Fig. 17.

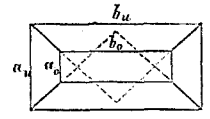


Fig. 18.

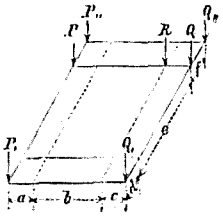


Fig. 19.

$$P = R \cdot \frac{c}{a+b+e} \quad \text{und} \quad Q = R \cdot \frac{a+b}{a+b+c} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 40.$$

und die von diesen auf die vier Ecksäulen übertragenen Drücke links

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= P \cdot \frac{f}{d+e+f} = R \cdot \frac{cf}{(a+b+c)(d+e+f)} \\ P_2 &= P \cdot \frac{d+e}{d+e+f} = R \cdot \frac{c(d+e)}{(a+b+c)(d+e+f)} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

und rechts

$$\left.\begin{aligned} Q_1 &= Q \cdot \frac{f}{d+e+f} = R \cdot \frac{(a+b)f}{(a+b+c)(d+e+f)} \\ Q_2 &= Q \cdot \frac{d+e}{d+e+f} = R \cdot \frac{(a+b)(d+e)}{(a+b+c)(d+e+f)} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 42.$$

Stellt $a+b+c$ die Kopfbreite des Pfeilers an seiner Stirnseite vor, so ist meist $a = c$.

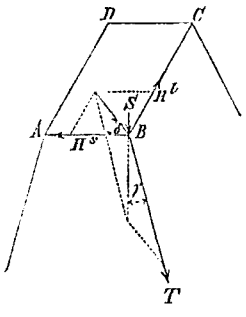
---

[18]) Die Theorie der Fachwerkpfeiler auf Grund der Elastioitätstheorie, wobei jedoch wegen analytischer Schwierigkeiten von deren Pyramidenform abgesehen und eine prismatische Form an die Stelle gesetzt ist, giebt Nördling in den Ann. des ponts et chaussées, 1864 und in seinem Mémoire sur les piles en charpente metallique des grands viaducs, Paris 1864, deutsch bearbeitet von F. Benedict. Allg. Bauz. $18^{68}/_{69}$.

Bei eingleisigen Brücken, wo e der Spurweite entspricht, wird zugleich $d = f$, während bei zweigleisigen Brücken mit mittlerer Pfeilerwand die äufseren Langträger vorteilhaft direkt auf die Säulenköpfe gelegt werden, also $d = 0$ wird. Die Werte R schwanken zwischen dem Drucke der vollbelasteten und der entlasteten Brückenträger und sind für je zwei zusammengehörige Lager meistens gleich, für je zwei nicht zusammengehörige Lager meistens verschieden.

b. Wirkung der Last auf den Pfeiler. Um den Einfluſs der lotrechten Belastung S einer geneigten Ecksäule, siehe Fig. 20, auf diese sowie auf die beiden angrenzenden Pfeilerwände zu untersuchen, schliefse die Achse der Ecksäule mit einer durch deren oberes Ende gehenden Lotrechten den Winkel γ und die Durchschnittslinie einer durch jene Ecksäulenachse und diese Lotrechte gelegten Vertikalebene und der durch das obere Ende der Säulenachse gelegten Horizontalebene den Winkel δ und $90-\delta$ mit der oberen Wagrechten bezw. der Stirn- und Laibungsfläche des Pfeilers ein. Alsdann ergiebt sich, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 20, die nur auf jene Ecksäule wirkende Axialkraft

Fig. 20.

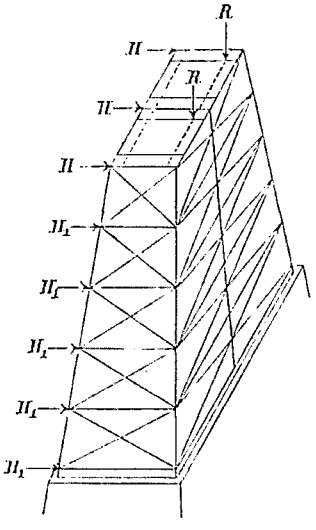


$$T = \frac{S}{\cos\gamma} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 43.$$

und die auf jene Stirn- und Laibungsfläche wirkende Horizontalkraft bezw.

$$H^s = S \,.\, tang\gamma \,.\, cos\delta \quad \text{und} \quad H^l = S \,.\, tang\gamma \,.\, sin\delta \quad \ldots\ldots \quad 44.$$

Fig. 21.



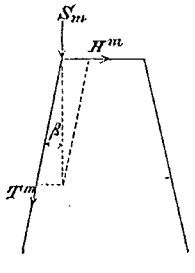
Erhält der Pfeiler, wie bei zweigleisigen Brücken, eine senkrechte, zur Balmachse parallele Mittelwand, während das Diagonalensystem von Ecksäule zu Ecksäule durchgeht, so ergiebt sich das in Fig. 21 dargestellte System, bei welchem die durch die Lang- und Querträger bewirkte Übertragung der Lasten von den Lagern auf die Mittel- und Ecksäulen und die Zerlegung der auf die letzteren wirkenden Lasten in der früher angegebenen Weise erfolgt. Die solchergestalt ermittelte, auf eine mittlere, unter dem Winkel β zur Lotrechten geneigte Säule wirkende Last S_m, siehe Fig. 22, zerlegt sich in die längs der Säule, und zwar nur auf diese, wirkende Axialkraft

$$T^m = \frac{S_m}{\cos\beta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 45.$$

und in die auf die ganze mittlere Tragwand wirkende Horizontalkraft

$$H^m = S^m \,.\, tang\beta \quad \ldots\ldots\ldots \quad 46.$$

Fig. 22.



Die den Belastungen S und S_m proportionalen Axialkräfte T und T_m nehmen ihren gröfsten Wert bei voller Belastung sämtlicher Brückenträger an, da nach Gleichung 41 und 42 die Belastung jedes einzelnen Lagers den Druck in sämtlichen Ecksäulen vermehrt. Da die beiden, durch Gleichung 44 gegebenen Horizontalkräfte in jedem Säulenkopfe erzeugt werden, jedoch der daselbst wirkenden Belastung S' proportional sind, so begegnen sich in den oberen Wagrechten AB, DC und AD, BC der vier Pfeilerwände (Fig. 20) je zwei

direkt entgegengesetzte Horizontalkräfte, deren Differenz in der Stirnwand und Laibungswand bezw.

$$\Delta H^s = (S - S') \, tang\gamma \, . \, cos\delta \quad \text{und} \quad \Delta H^l = (S - S') \, tang\gamma \, . \, sin\delta \quad . \quad . \quad . \quad 47.$$

beträgt. Diese Differenzen verschwinden für $S = S'$, also bei gleicher Belastung, z. B. bei Vollbelastung oder Entlastung beider Träger, mithin üben dann die Horizontalkräfte den durch Gleichung 44 dargestellten Druck nur auf die oberen Horizontalen bezw. der Stirnwand und der Laibungswand aus und bleiben auf die übrigen Teile derselben ohne Einfluss. Für $S = S^v_{max} + S^e$, worin S^v_{max} die gröfste durch die Verkehrslast und S^e die durch das Eigengewicht erzeugte Belastung der Eeksäulen bezeichnet, erreichen die durch Gleichung 47 dargestellten Differenzen ihr Maximum, also wenn z. B. bei zweigleisigen Brücken mit je vier Trägern ein Trägerpaar vollbelastet und ein Trägerpaar entlastet ist, während sich hierbei die durch gleiche Eigengewichte erzeugten Horizontalkräfte verniehten. In diesem Falle nehmen die durch Gleichung 44 dargestellten, auf sämtliche Teile der betreffenden Pfeilerwände einwirkenden Horizontalkräfte die Werte

$$H^s = S^v_{max} \, . \, tang\gamma \, . \, cos\delta \quad \text{und} \quad H^l = S^v_{min} \, . \, tang\gamma \, . \, sin\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 48.$$

an. Ähnliche Erwägungen gelten für die in der mittleren Pfeilerwand auftretenden Kräfte T^m und H^m, wovon die durch Gleichung 45 dargestellte erstere ihren gröfsten Wert für $S_m \, max$, also bei voller Belastung beider Gleise, annimmt. Die in den oberen Horizontalen derselben sich begegnenden Axialkräfte erzeugen die Differenz

$$\Delta H^m = (S_m - S^n) \, tang\beta, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 49.$$

wenn S^n die auf den Kopf der gegenüber befindlichen mittleren Säule wirkende Belastung bezeichnet. Für $S_m - S^n = 0$, also bei gleicher Belastung, z. B. Vollbelastung oder Entlastung gleicher Träger der beiden angrenzenden Öffnungen, üben die Horizontalkräfte den durch Gleichung 46 dargestellten Druck nur auf die obere Horizontale der Mittelwand aus, ohne die übrigen Teile derselben zu beeinflussen. Wird $S_m = S_v \, max + S_e$, worin $S_v \, max$ die gröfste Belastung durch Verkehr und S_e die Belastung durch das Eigengewicht der Brückenträger beider Öffnungen bedeutet, so verniehten sich wieder die gleichen, durch das Eigengewicht erzeugten Horizontalkräfte in der oberen Horizontalen, während alle übrigen Teile der Pfeilerwand durch die Horizontalkraft

$$H^m = S_v \, max \, . \, tang\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 50.$$

beeinflufst werden. Um die Berechnung der Axialkräfte $T = S \, . \, C$ in den Ständern und diejenige der Horizontalkräfte $H = S \, . \, C'$ für verschiedene Belastungen αS zu vereinfachen, sei allgemein $T_\alpha = \alpha S \, . \, C$ und $H_\alpha = \alpha S \, . \, C'$, worin C und C' die von den Winkeln γ, δ und β abhängigen Konstanten bedeuten. Werden nun die Werte von T und H für eine abgerundete Belastung S von vornherein berechnet, so erhält man für eine andere Belastung αS durch einfache Multiplikation

$$T_\alpha = \alpha \, . \, T \quad \text{und} \quad H_\alpha = \alpha \, . \, H \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 51.$$

c. Wirkung des Winddruckes auf den Pfeiler. Nennt man W_1 die in dem Abstand e über dem Pfeilerkopf auf einen Ständer wirkende Resultante des normal zur Brückenachse auf den Überbau treffenden Winddruckes, so läfst sich dieselbe nach Gleichung 22 bis 24 an dem Pfeilerkopfe wirkend annehmen, wenn die ideellen lotrechten, auf die Ständerköpfe wirkenden Kräfte R und $-R$ angebracht werden. Da sich die letzteren an jedem Pfeilerständer in ähnlicher Weise zerlegen, wie die Belastungen S der Ständer, so ergiebt sich aus Gleichung 43 die Axialkraft der Ständer

$$T_w = \pm \frac{R}{cos\gamma}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 52.$$

worin das positive und negative Vorzeichen für denjenigen Ständer gilt, welcher bezw. dem Zug R und dem Druck R ausgesetzt ist, ferner die auf die Stirnfläche und auf die Laibungsfläche wirkende horizontale Druckkraft bezw.

$$H_w^s = R \,.\, tang\gamma \,.\, cos\delta \quad \text{und} \quad H_w^l = R \,.\, tang\gamma \,.\, sin\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 53.$$

Die zu beiden Seiten einer Laibungswand befindlichen Pfeilerständer erfahren also durch Belastung und durch normal zur Brückenachse wirkenden Winddruck eine Gesamt-Axialspannung

$$T + T_w = \frac{S \pm R}{cos\gamma}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 54.$$

während die gesamte Horizontalkraft am Kopf und in der Richtung der Stirnwand

$$H^s + H_w^s = (S + R)\, tang\gamma \,.\, cos\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 55.$$

am Kopf und in der Richtung der Laibungswand

$$W_1 + H^l + H_w^l = W_1 + (S + R)\, tang\gamma \,.\, sin\delta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 56.$$

beträgt.

Wirkt der Winddruck parallel zur Brückenachse und wird in ähnlicher Weise auf den Pfeilerkopf bezogen, so ist in den zu beiden Seiten einer Stirnwand befindlichen Pfeilerständern ein Kräftepaar anzubringen, welches sich in analoger Weise nach den beiden Pfeilerständern und nach den Horizontalen der beiden angrenzenden Pfeilerwände zerlegen läfst. Zu dieser Wirkung des Winddruckes tritt noch die durch Gleichung 13 dargestellte Horizontalkraft hinzu, wenn sich ein Zug gegen diejenige Pfeilerseite f, siehe Fig. 23, bewegt, auf welcher die ihn unterstützenden Träger fest gelagert sind. Sind in diesem Falle die Richtungen, nach welchen sich Wind und Zug bewegen, entgegengesetzt, so summieren sich deren Wirkungen und die Horizontalkraft erreicht ihren gröfsten Wert; sind jene Bewegungsrichtungen dieselben, so subtrahieren sich deren Wirkungen und jene Horizontalkraft erreicht ihren kleinsten Wert. Dies sind die beiden Kombinationen der Horizontalkräfte, welche bei Berechnung der Grenzspannungen in den Ständern und in dem zwischen dieselben eingeschalteten Stabwerk in der jenem ungünstigsten Fall entsprechenden Weise zu berücksichtigen sind. Der parallel zur Brückenachse wirkende Winddruck ist auch bei der früher erwähnten Mittelwand zu berücksichtigen, indem man ihn auf deren Kopf reduciert und ein Kräftepaar $\pm U$, siehe Fig. 24, auf die beiden Pfeilerständer wirken läfst, welches sich in die längs der Pfeilerständer wirkende Axialkraft

Fig. 23.

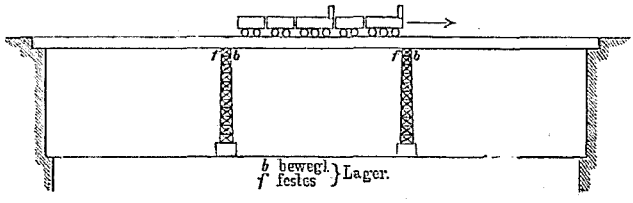
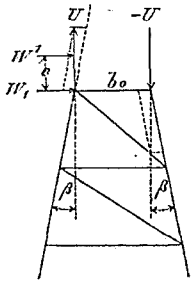


Fig. 24.



$$T_w^m = \pm \frac{U}{cos\beta} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 57.$$

und in die am Pfeilerkopf wirkende Horizontalkraft

$$H_w^m = U.tang\beta \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 58.$$

zerlegen läfst. Daher wirkt auf die Säulen die gesamte Axialkraft

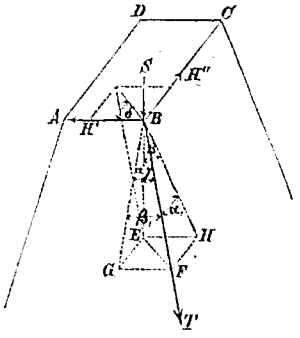
$$T^m + T_w^m = \frac{S^m \pm U}{cos\beta} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 59.$$

und, wenn W' die auf den Pfeilerkopf reducierte Horizontalkraft bedeutet, auf die obersten Transversalen die horizontale Druckkraft

$$W' + H^m + H_w^m = W' + tang\beta\,(S^m + U) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 60.$$

d. Wirkung der Verkehrslast auf den Pfeiler. Auch zu dieser Horizontalkraft können die durch Gleichung 13 und 14 dargestellten Horizontalwirkungen hinzutreten, welche in der zuvor erörterten Weise mit der ersteren zu verbinden und bei Berechnung der Spannungen in den Ständern sowie in dem Stabwerke der Mittelwand zu berücksichtigen sind.

Fig. 25.



c. Methode der statischen Berechnung. Statt der in vorstehenden Gleichungen vorkommenden Winkel γ und δ, siehe Fig. 25, sind in der Regel die Neigungswinkel $GBE = \alpha$ der Stirnwand und $HBE = \beta$ der Laibungswand gegeben, woraus die ihnen entsprechenden Winkel $FBH = \alpha_1$ in der Laibungswand und $FBG = \beta_1$ in der Stirnwand abzuleiten sind. Mit Bezug auf die Bezeichnungen der Figur ist entweder

$$\cos\gamma = \frac{BE}{BF} = \frac{BE}{BH} \cdot \frac{BH}{BF} = \cos\beta \,.\, \cos\alpha_1$$

oder

$$\cos\gamma = \frac{BE}{BF} = \frac{BE}{BG} \cdot \frac{BG}{BF} = \cos\alpha \,.\, \cos\beta_1$$

und

$$tang\,\gamma \,.\, \sin\delta = \frac{EF}{EB} \cdot \frac{EG}{EF} = \frac{EG}{EB} = \frac{EG}{BH} \cdot \frac{BH}{EB} = \frac{tang\,\alpha_1}{\cos\beta},$$

$$tang\,\gamma \,.\, \cos\delta = \frac{EF}{EB} \cdot \frac{GF}{EF} = \frac{GF}{EB} = \frac{GF}{GB} \cdot \frac{GB}{EB} = \frac{tang\,\beta_1}{\cos\alpha},$$

worin

$$tang\,\alpha_1 = EB \,.\, tang\,\alpha \,.\, \frac{\cos\beta}{EB} = tang\,\alpha \,.\, \cos\beta \quad \text{und}$$

$$tang\,\beta_1 = EB \,.\, tang\,\beta \,.\, \frac{\cos\alpha}{EB} = tang\,\beta \,.\, \cos\alpha \quad \text{ist.}$$

Die in der Laibungswand längs des mit S belasteten Ständers und horizontal wirkenden Kräfte sind hiernach bezw.

$$T = \frac{S}{\cos\gamma} = \frac{S}{\cos\beta} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_1} \quad \text{und} \quad H' = S \,.\, tang\,\gamma \,.\, \sin\delta = \frac{S}{\cos\beta} \,.\, tang\,\alpha_1 \quad . \quad . \quad 61.$$

Die in der Stirnwand längs des Ständers und am Pfeilerkopf horizontal wirkenden Kräfte sind bezw.

$$T = \frac{S}{\cos\gamma} = \frac{S}{\cos\alpha} \cdot \frac{1}{\cos\beta_1} \quad \text{und} \quad H'' = S \,.\, tang\,\gamma \,.\, \cos\delta = \frac{S}{\cos\alpha} \,.\, tang\,\beta_1 \quad . \quad . \quad 62.$$

Denkt man sich nun die thatsächlich geneigten Stirn- und Laibungswände lotrecht gestellt und in dem gemeinschaftlichen Ständerkopfe bezw. mit $\frac{S}{\cos\alpha}$ und $\frac{S}{\cos\beta}$ belastet, siehe Fig. 26 und 27, so ergeben sich die längs der Ständer und die am Pfeilerkopf horizontal wirkenden Kräfte in der Laibungswand

Fig. 26.

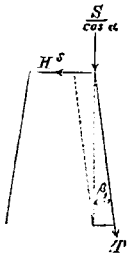
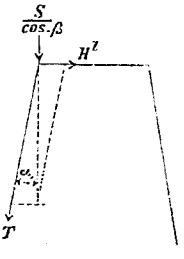


Fig. 27.



$$T = \frac{S}{\cos\beta \,.\, \cos\alpha_1} \quad \text{und} \quad H' = \frac{S}{\cos\beta} \,.\, tang\,\alpha_1 \quad . \quad . \quad 61^a.$$

und in der Stirnwand

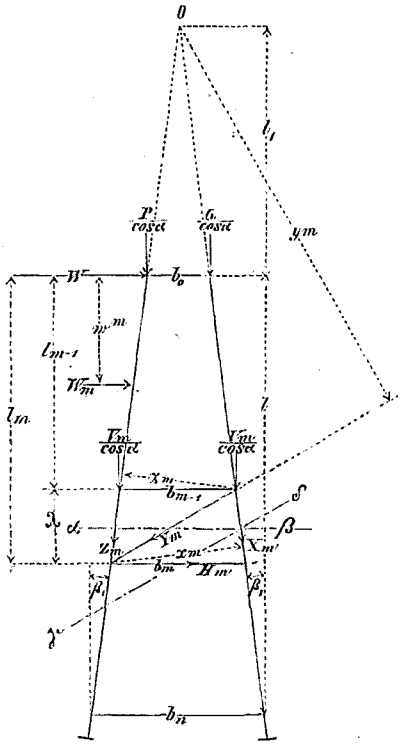
$$T = \frac{S}{\cos\alpha \,.\, \cos\beta_1} \quad \text{und} \quad H'' = \frac{S}{\cos\alpha} \,.\, tang\,\beta_1 \quad . \quad . \quad 62^a.$$

also die gleichen Werte, wie in Gleichung 61 und 62. Hieraus folgt, dafs sich die geneigten Wände der Fachwerkpfeiler mit der erwähnten Änderung der Belastung ähnlich wie senkrechte Wandpfeiler statisch berechnen lassen.

f. Statische Berechnung der Stirnwände. α. Analytischer Weg. Nimmt man auf Grund der vorausgeschickten Ermittelungen an, dafs die unter einem Winkel α zur Vertikalen geneigte Stirnwand eines Turmpfeilers lotrecht gestellt wird und dafs

dann deren Ständer mit einer Lotrechten den Winkel β einschliefsen, während sie oben mit einer von dem vollbelasteten Überbau herrührenden lotrechten Gesamtbelastung P und Q beschwert sind, ferner dafs an dem Pfeilerkopfe die von Winddruck und Schienenreibung erzeugte gröfste Horizontalkraft W mit dem Hebelarm w und an dem übrigen über einem beliebigen Geschofs befindlichen Teile des Pfeilers, dessen Eigengewicht $2\,V_m$ sowie der Winddruck W_m mit dem Hebelarm w_m angreift, so ist unter Hinweis auf die Bezeichnungen der Fig. 28 für den Schnitt $\alpha\beta$ durch ein beliebiges $m$tes Geschofs mit Bezug auf die zweckmäfsigsten Drehpunkte die Spannung in dem rechten Pfeilerständer

Fig. 28.



$$X_m = -\frac{1}{x_m}\left[\frac{P}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_m - b_0}{2} + \frac{Q}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_m + b_0}{2} + \frac{V_m}{\cos\alpha}\cdot b_m + W\cdot w + W_m\cdot w_m\right], \quad . \quad 63.$$

worin deren Hebelarm $x_m = b_m \cdot \cos\beta_1$ ist, und die Spannung in dem linken Pfeilerständer

$$Z_m = \frac{1}{z_m}\left[-\frac{P}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_{m-1} - b_0}{2} - \frac{Q}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_{m-1} + b_0}{2} - \frac{V_m}{\cos\alpha}\cdot b_{m-1} + W\cdot w + W_m\cdot w_m\right], \quad . \quad 64.$$

worin deren Hebelarm $z_m = b_{m-1} \cdot \cos\beta_r$ ist. Aufserdem erhält man für den Durchschnittspunkt O der Ständerachsen als zweckmäfsigsten Drehpunkt und auf die lotrechten Abstände l_m und l_{m-1} der $m$ten und $(m-1)$ten Horizontalen vom Pfeilerkopfe die Spannung in der rechts oder links steigenden Diagonalen von der Länge d_m bezw.

$$Y_m = \pm\frac{1}{y_m}\left[\frac{b_0}{2\cos\alpha}(P - Q) + W\cdot l_1 + W_m(w^m + l_1)\right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 65.$$

worin $y_m = \frac{b_m}{d_m}(l_1 + l_{m-1})$ ist und, wenn V^m das auf einen Ständer entfallende Gewicht des $m$ten Gesehosses bezeichnet, die Spannung in der $m$ten Horizontalen

$$H_m = -\frac{1}{l_1 + l_m}\left[\frac{b_0}{2\cos\alpha}(P - Q) + \frac{V_m}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_m}{2} + W\cdot l_1 + W_m(w^m + l_1)\right] \quad . \quad . \quad 66.$$

Der rechte Pfeilerständer erfährt nach Gleichung 63 den gröfsten Druck, wenn die Stirnwand auf beiden Seiten vollbelastet ist, wobei dieser Druck umso gröfser wird, je mehr dieselbe geneigt, d. h. je gröfser α ist, wenn ferner zugleich der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt, wobei dieser Druck umso gröfser wird, je tiefer das Geschofs liegt.

Der linke Pfeilerständer erleidet nach Gleichung 64 den kleinsten Druck, wenn die Stirnwand vom Verkehr völlig entlastet wird, wobei dieser Druck übrigens umso gröfser wird, je mehr dieselbe geneigt ist, wenn ferner der stärkste Winddruck ebenfalls von der linken Seite her wirkt. Für

$$\frac{P}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_{m-1} - b_0}{2} + \frac{Q}{\cos\alpha}\cdot\frac{b_{m-1} + b_0}{2} + \frac{V_m}{\cos\alpha}\cdot b_{m-1} \gtrless W\cdot w + W_m\cdot w_m \quad . \quad . \quad . \quad 67.$$

erleidet dieser Ständer bezw. einen Druck oder einen Zug, welcher letztere eine Verankerung desselben mit dem Sockel- oder Fundament-Mauerwerk des Pfeilers erforder-

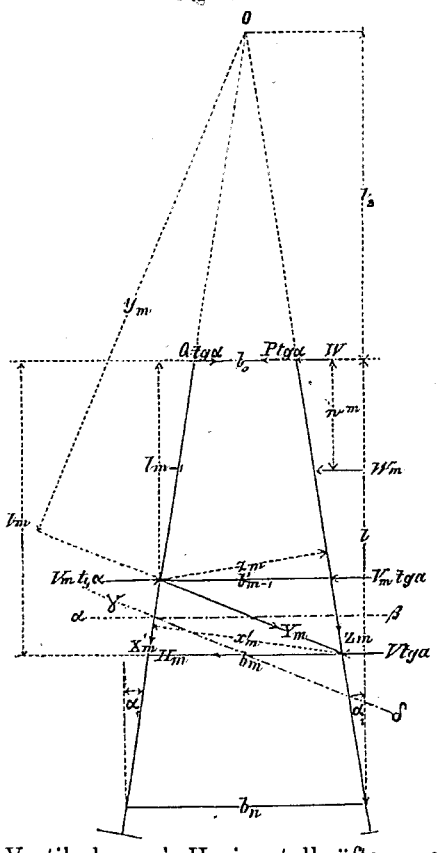
lich macht. Übrigens nimmt auch hier die in dem Ständer entwickelte Druck- bezw. Zugspannung mit dem Abstande von dem Pfeilerkopfe zu.

Die rechtssteigenden Diagonalen erfahren den gröfsten Zug bei der gröfsten Belastung der linken und bei der kleinsten Belastung der Eckständer, sowie wenn der gröfste Winddruck von der linken Seite der Stirnwand her wirkt, ferner, so lange $P > Q$, je stärker die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden die Diagonalen nur durch Winddruck und Reibung beansprucht. Die linkssteigenden Diagonalen erfahren bei Einwirkung derselben Vertikal- und Horizontalkräfte die quantitativ gleichen Anspruchnahmen auf Druck.

Die Horizontalen erleiden den gröfsten Druck bei der gröfsten Belastung der linken und bei der kleinsten Belastung der rechten Pfeilerständer, sowie wenn der stärkste Winddruck von der linken Seite des Pfeilers her wirkt. Sieht man von dem verhältnismäfsig geringen Teil V^m des Eigengewichts des $m$ten Geschosses ab, so werden für $P = Q$ auch die Horizontalen nur durch Winddruck und wenn der letztere von links nach rechts wirkt, auf Druck beansprucht, welcher umso gröfser wird, je mehr die Stirnwand geneigt ist.

Um die Spannungen in den einzelnen Teilen der Stirnwand zu bestimmen, wenn unter übrigens gleichen Umständen der Wind normal zur Stirnwand wirkt, ist in den Gleichungen 63 bis 66 $W_m = 0$ und für W nur die durch Schienenreibung erzeugte Horizontalkraft zu setzen. Die in den beiden Ständern durch die Verkehrslast und durch den Winddruck entstehenden Spannungen sind dann aus der statischen Berechnung der Laibungswände zu entnehmen. Mit Bezug auf Fig. 29 ergiebt sich dann die gröfste Druckspannung durch Winddruck in einem Ständer des beliebigen $m$ten Geschosses

Fig. 29.



$$X'_m = -\frac{1}{x'_m}\Big[(Q-P)\,tang\,\alpha\,.\,l_m - W.l_m - \Big| \\ - W_m\,(l_m - w^m)\Big] \Big| \quad 68.$$

worin $x'_m = b_m\,.\,cos\,\alpha$ wird. Zählt man diesen Wert zu dem mit der angegebenen Modifikation ans Gleichung 63 gefundenen hinzu, so erhält man die gröfste gesamte Druckspannung eines Ständers $X_m + X'_m$.

Für in Kurven liegende Brücken sind die alsdann noch entstehenden Centrifugalkräfte, welche zur Laibungswand parallel wirkend angenommen werden können, zu berücksichtigen.

Erhalten Turmpfeiler zur Unterstützung der Brückenbahn, z. B. eines zweigleisigen Überbaues, lotrechte gegliederte Zwischenwände, so sind dieselben für die analogen Anspruchnahmen durch Vertikal- und Horizontalkräfte nach den Gleichungen 63 bis 66 zu berechnen, wenn darin $\alpha = 0$, also $cos\,\alpha = 1$ gesetzt wird.

β. Graphischer Weg. Die graphische Berechnung der Spannungen in den einzelnen Teilen der Stirnwände eines Turmpfeilers, worauf die analogen Vertikal- und

Horizontalkräfte einwirken wie auf einen Wandpfeiler, lassen sich auf die graphische Berechnung des letzteren zurückführen, wenn statt mit den Lasten P und Q mit den Kräften $\frac{P}{\cos\alpha}$ und $\frac{Q}{\cos\alpha}$ konstruiert wird.

g. Statische Berechnung der Laibungswände. α. Analytischer Weg. Da unter f. die größten und kleinsten Spannungen in den vier Eckständern, welche den Stirn- und Laibungswänden gemeinschaftlich angehören, bereits berechnet sind, so erübrigt für letztere nur noch die Bestimmung der durch Winddruck, Eigengewicht und Belastung des Überbaues erzeugten Spannungen in den Diagonalen und Horizontalen. Ruhen auf den beiden Ständerköpfen links und rechts bezw. die Lasten Q und P, so sind hier nur deren horizontalen bezw. von links nach rechts und von rechts nach links wirkenden Komponenten $Q \,.\, tang\,\alpha$ und $P \,.\, tang\,\alpha$ zu berücksichtigen. Wirkt ferner am Pfeilerkopfe die auf Überbau, Verkehrsmittel und auf die Horizontale des obersten Geschosses treffende Resultante des Winddruckes W und die Resultante des zwischen diesem und dem beliebigen $m$ten Felde auf die einzelnen Geschosse treffenden Winddruckes W_m mit dem Abstande w_m vom Pfeilerkopfe, beide von rechts nach links, so erhält man für den Drehpunkt O, mit Bezug auf die Bezeichnungen der Fig. 29, die Spannung in der $m$ten bezw. links und rechts steigenden Diagonale mit der Länge d_m

$$Y_m = \pm \frac{1}{y_m}\left[(P-Q)\,tang\,\alpha \,.\, l_2 + W \,.\, l_2 + W_m\,(w^m + l_2)\right], \quad \ldots \quad 69.$$

worin $y_m = \frac{l_m}{d_m}(l_2 + l_{m-1})$ zu setzen ist. An dem linken und rechten Endpunkte der $m$ten Horizontalen sind nur noch die von dem Eigengewichte $2\,V_m$ der m oberen halben Geschosse herrührenden gleichen und entgegengesetzt wirkenden wagrechten Komponenten zu berücksichtigen, mithin erhält man für den Drehpunkt O und den schrägen Schnitt $\gamma\delta$, mit Bezug auf die Bezeichnungen derselben Figur, die Spannung der $m$ten Horizontalen

$$H_m = -\frac{1}{l_2 + l_m}\left[(P-Q)\,tang\,\alpha \,.\, l_2 + W \,.\, l_2 + W_m\,(w^m + l_2) + V \,.\, tang\,\alpha\,(l_m + l_2)\right] \,.\, 70.$$

Die linkssteigenden Diagonalen erfahren nach Gleichung 69 den größten Zug bei der größten und kleinsten Belastung bezw. der rechten und linken Eckständer, sowie wenn der größte Winddruck von der rechten Seite der Laibungswand her wirkt, ferner, so lange $P > Q$, je stärker die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden diese Diagonalen nur durch Winddruck beansprucht. Die rechtssteigenden Diagonalen erfahren bei Einwirkung derselben Vertikal- und Horizontalkräfte die quantitativ gleichen Anspruchnahmen auf Druck.

Die Horizontalen erleiden nach Gleichung 70 den größten Druck bei der größten und kleinsten Belastung bezw. der rechten und linken Eckständer, sowie wenn der größte Winddruck normal zur Stirnfläche von der rechten nach der linken Seite der Laibungswand wirkt, ferner, so lange $P > Q$ ist, je mehr die Stirnwand geneigt ist. Für $P = Q$ werden die Horizontalen, abgesehen von dem Eigengewichte des Pfeilers, ebenfalls nur durch Winddruck beansprucht.

β. Graphischer Weg. Die graphische Berechnung der Spannungen in den einzelnen Teilen der Laibungswände eines Turmpfeilers, auf welchen die analogen Vertikal- und Horizontalkräfte einwirken, wie auf einen Wandpfeiler, lassen sich ebenfalls auf die graphische Berechnung des letzteren zurückführen, wobei die Spannung H_0 der obersten Horizontalen der äußeren Horizontalkraft $(P - Q)\,tang\,\alpha + W$ numerisch gleich wird.

Auch bei der numerischen Berechnung von Turmpfeilern kann es sich in verwickelteren Fällen empfehlen, die Spannungen, welche in ihren einzelnen Teilen von dem Eigengewichte der Pfeiler, von der Belastung des Überbaues durch Eigengewicht und Verkehr, sowie von dem Winddruck erzeugt werden, für die betreffenden gröfsten Ansprnchnahmen zu ermitteln und die so gewonnenen Einzelwerte schliefslich algebraisch zu summieren, also wieder in dem früheren Sinne $X_m = X'_m + X''_m + X'''_m$, $Z_m = Z'_m + Z''_m + Z'''_m$, $Y_m = Y''_m + Y'''_m$ und $W_m = W'' + W''_m + W'''_m$ zu setzen.

2. Die prismatischen Fachwerkpfeiler. Erhalten die Fachwerkpfeiler lotrechte statt geneigter Wandungen, während sie sonst den pyramidenförmigen Fachwerkpfeilern analog konstruiert sind, so lassen sich zu deren statischen Berechnung die unter 1. entwickelten Gleichungen benutzen, wenn die Neigungswinkel γ, α, β, α_1 und β_1 gleich Null, die Wandbreiten $b_0 = b_1 = b_2 = \ldots b_n = b$ gesetzt und die Abstände der Schnittpunkte ihrer Ständerachsen von dem Pfeilerkopf l' und l'' unendlich grofs angenommen werden.

§ 6. Die Säulenpfeiler. Die nach einer Längenachse entwickelten Säulenpfeiler werden der Breite des von ihnen zu unterstützenden Überbaues entsprechend teils einzeln (s. T. H, F. 1 u. 2), teils doppelt, teils in Reihen (s. T. I, F. 1 bis 23 und T. II, F. 3 bis 7) angewandt, sie erhalten geschlossene oder durchbrochene Querschnitte und werden entweder mit verankertem Fufse als feste Säulenpfeiler (s. T. I, F. 2 bis 4 und T. II, F. 1 u. 2), oder aber, um den Horizontal- und Vertikalbewegungen der Träger bei Temperatur- und Belastungswechsel folgen zu können, mit in Gelenken drehbaren Enden, als Gelenk- oder Pendel-Säulenpfeiler (s. T. I, F. 6 bis 9 u. 14 bis 21; T. II, F. 4 bis 7) ausgeführt. Die Konstruktion der Säulenpfeiler ist wesentlich verschieden, je nachdem dieselben aus Gufseisen oder aus Schmiedeisen bestehen. Die Beibehaltung des Gufseisens zu den gedrückten und dessen Ersatz durch Schmiedeisen bei den gezogenen oder auch bei allen, zur Versteifung der Pfeilerwände dienenden Teilen hat ferner die Konstruktion gemischteiserner Pfeiler zur Folge gehabt. Man unterscheidet daher die gufseisernen, die schmiedeisernen und die gemischteisernen Säulenpfeiler.

I. Die gufseisernen Säulenpfeiler. Diese für Höhen von 3 bis 6 m angewandten Stützen erhalten fast durchweg ringförmigen Querschnitt von 20 bis 40 cm äufserem Durchmesser und werden gewöhnlich aus drei Teilen, einem ein- oder mehrteiligen Säulenfufs (Basis), einem einteiligen Säulenschaft und einem ein- oder mehrteiligen Säulenkopf (Kapitäl) (s. T. I, F. 2 u. 3, 6 u. 7 und 14 bis 20) zusammengesetzt.

1. Die festen gufseisernen Säulenpfeiler erhalten an ihren Stöfsen meist zapfenartige Verbindungen (s. T. I, F. 2), welche entweder cylindrisch oder besser, um einen dichteren Anschlufs zu gewähren, konisch angeordnet und abgedreht werden. Die Verbindung der gufseisernen Fundamentplatten mit dem Steinfundament wird teils durch mitten und unten an jene angegossene Zapfen, welche in die Fundamentquader eingelassen und daselbst mit Cement oder mit Blei vergossen werden, teils durch zwei bis vier Stein- oder Ankerschrauben (s. T. I, F. 2 bis 4) bewirkt, indem man die Fundamentplatten mit erhöhten Lochrändern und Verstärkungsrippen versieht. Der Druck der Fundamentplatte auf das Fundamentmauerwerk wird durch eine zwischen beide eingeschaltete, 1 cm starke Cementschicht oder durch eine 2 bis 3 mm starke Bleiplatte möglichst gleichförmig verteilt. Die Verbindung der Kopfplatten mit dem Überbau wird ebenfalls teils durch oben angegossene Zapfen in Verbindung mit Keil- oder Schrauben-

bolzen, teils durch Schraubenbolzen direkt bewirkt. Zur Ausgleichung des Druckes dient hier zweckmäfsig eine Bleiplatte von etwa 2 mm Dicke. Zur Vermeidung einer ungleichmäfsigen Wandstärke, welche nirgends unter 2 bis 2,5 cm betragen darf, und zur Erzielung eines festeren Gusses werden die Säulen stehend gegossen, wobei der Kern so leicht nicht ausbiegt und das flüssige Gufseisen sich in wagrechten, ringförmigen, gleichmäfsig von unten nach oben erkaltenden Schichten um jenen Kern lagert. Sollen die Säulenpfeiler, welche man meist isoliert anwendet, zur Vermehrung ihrer Stabilität untereinander verbunden werden, so werden an dieselben seitlich Rippen oder Lappen gegossen (T. I, F. 2), an welche die meist aus Horizontalen und Diagonalen bestehenden Zwischenverbände angeschraubt werden. Zur Regulierung der Säulenhöhe sowie zur ungehinderten Durchbiegung der Träger schaltet man zwischen Kapitäl und Überbau auch wohl schlanke Keile und zweiteilige Kipplager ein, s. T. I, F. 2 u. 3.

Eine Übersicht über die allgemeine und besondere Anordnung hierher gehöriger Bauwerke giebt folgende

Zusammenstellung von Brücken mit festen Säulenpfeilern.

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite m	Säulenhöhe h m	Säulenzahl eines Pfeilers.	Brückenbahnbreite m	Trägersystem.	Gröfster Säulendurchmesser d mm	Kleinster Säulendurchmesser mm	Verhältnis $\frac{d}{h}$	Wandstärke der Säulen mm
I. Eisenbahnbrücken.									
1. Überführung der Berlin-Anhalt-Bahn in Delitsch[1]	7,47	4,39	6	16,3	Blechträger	287	209	0,065	26
2. Brücke der Stockholm-Götenburg-Bahn über die Süfve	10,00	1,7	2	1 Gleis	Blechträger	274	274	0,161	—
3. Brücke der österreichischen Nordwestbahn	10,18	2,88	24	3 Gleise	Blechträger	250	250	0,087	—
4. Brücke über die Bollwerkstrafse in Stettin[2]	10,85	4,55	8—11	3,45—5,88 2 Gleise	—	471	—	—	—
5. Brücke der österreichischen Nordwestbahn	12,08	2,88	4	1 Gleis	Blechträger	250	250	0,087	—
6. Brücke der österreichischen Staatsbahn im Wiener Prater	12,64	3,87	12	2 Gleise	Gitterträger	316	253	0,082	34
II. Strafsenbrücken.									
1. Brücken über die Kasemattenstrafse und den helvetischen Boulevard in Genf	7,10	5,50	5	9,8	Blechträger	230	—	0,042	—
2. Wegeübergang über die Bahn Paris-St. Germain in Batignolles	7,15	4,10	5	8,0	Holzbalken	150	120	0,037	20
3. Brücke über die Rhone in Genf	10,4	—	5	9,7	Blechträger	—	—	—	—
4. Wegeüberführung der Wykstrafse in Stettin	11,12 u. 8,89	—	—	7,53	Blechträger	314	—	—	26
5. Kavalierbrücke in Berlin	12,55	2,67	2	4,08	Holzträger	314	262	0,118	—

[1]) Zwei Gleise und ein Perron. — [2]) Zwei konvergierende Gleise in einer Kurve mit 188,31 m Radius.

2. Die drehbaren gufseisernen Säulenpfeiler (Gelenk- oder Pendel-Säulenpfeiler). Um die bei Belastung der Brückenträger eintretende lotrechte Durchbiegung und die durch Temperaturwechsel veranlafste Horizontalbewegung derselben zu gestatten, ohne die Pfeiler jener nachteiligen Biegung auszusetzen, unter welcher die festen Säulenpfeiler mehr oder minder leiden, werden dieselben in neuerer Zeit mit Vorteil zwischen

Fufs und Schaft, sowie zwischen Schaft und Kopf mit Gelenken versehen, welche den Säulen eine Drehung entweder nur parallel zur Brückenachse (Zapfengelenke, T. I, F. 2, 3) oder nach allen Seiten (Kugelgelenke, T. I, F. 6, 15, 20) gestatten. Die ersteren erhalten entweder stumpfe Schneiden oder kurze, starke Bolzen, um welche sich die Säulenschäfte in einer zur Brückenachse parallelen lotrechten Ebene drehen, die letzteren konvexe, halbkugelförmige Lager und konkave, ebenso geformte Pfannen, in welchen sich die Säulenschäfte auf Kugelflächen drehen können. Um eine der Oxydation förderliche Wasseransammlung in jenen Pfannen zu vermeiden, sind die halbkugelförmig-konvexen und konkaven Lager sowohl am Fufse als am Kopfe der Säule bezw. unten und oben anzubringen und werden meist als besondere Gufsstücke behandelt. Bei der auf T. I, F. 6 bis 11 dargestellten Konstruktion ruhen die unteren Lager vermittels je zweier Regulierungskeile auf gufseisernen, mit dem Sockel durch je zwei Steinschrauben verbundenen Unterlagplatten, in welche sie mittels eines unten angegossenen Zapfens eingreifen, und sind mit einem der Form des Säulenfufses entsprechenden gufseisernen, mit der Fundamentplatte seitlich verschraubten Mantel umgeben. Die unteren Pfannen und oberen Lager sind in die hohlen Säulenschäfte gesteckt, während die oberen Pfannen unten an die in der Richtung der Brückenachse konsolenartig ausgebildeten, mit den Trägern verschraubten Untersätze, an welche die ornamentalen Teile angeschraubt werden, angegossen sind. Die Säulenschäfte, deren Wandstärke in der Regel 2,5 cm beträgt, sind, um seitlicher Ausbiegung zu begegnen, mitunter nach ihrer Mitte hin um 10 cm ausgebaucht und mit den erforderlichen Profilierungen gegossen, s. F. 12.

II. Die gemischteisernen Säulenpfeiler. Hierzu sind zunächst diejenigen Pfeiler zu rechnen, welche aus gufseisernen Schraubenpfählen bestehen und durch schmiedeiserne Querverbindungen ausgesteift sind. Hierher gehört u. a. die bei dem 10 Kilometer von Adelaide entfernten Glenelg im südaustralischen Golf St. Vincent im Jahre 1855 für den Schiffsverkehr angelegte, 384 m lange Mole, welche eine Reihe von Brückenjochen enthält, wovon jedes auf zwei hohlen gufseisernen Schraubenpfählen ruht.

Die Säulen dieser Mole bestehen aus drei durch Flantschen und Bolzen miteinander verschraubten Teilen, wovon der oberste zum Anschlufs der Querverbindungen an der Innenseite abgeflacht ist. Diese Querverbindung ist durch einen schmiedeisernen Gitterträger bewirkt, dessen Obergurt aus zwei Winkeleisen und dessen Untergurt aus zwei Flacheisen besteht, zwischen welche die gekreuzten Gitterstäbchen in doppelter Lage eingeschaltet sind. Die Verbindung der Gitterbalken mit den Säulen ist durch je zwei senkrechte Winkellappen bewirkt, welche von je sechs Hakenschrauben durchsetzt werden. Die Gitterbalken sind an zwei Stellen durch Streben gegen die Säulen abgesteift, welche, aus zwei T-Stäben zusammengesetzt, einen kreuzförmigen Querschnitt besitzen und durch schmiedeiserne Klemmbänder an die Säulen befestigt sind. Die Längsverbindung dieser Joche ist durch zwei mittels Sattelhölzern auf den Säulen ruhende und mittels je zweier durchgehenden Schrauben mit diesen verbundene Streckbäume, welche zugleich das Geländer aufnehmen, sowie durch einen über der Mitte der Querbalken liegenden armierten, starken Balken bewirkt.

Mitunter kommt Schmiedeisen in Verein mit Gufseisen auch derart zur Anwendung, dafs die Säulenschäfte aus ersterem, die oberen und unteren Gelenke aber aus letztgenanntem Material hergestellt werden. Hierzu geben die Säulenpfeiler der Überführung der Berliner Stadtbahn über die Königsstrafse, T. II, F. 3 bis 7, ein Beispiel, deren Schäfte rechteckigen, aus je zwei ⊏-Eisen und je zwei Flacheisen zusammengesetzten Querschnitt, s. F. 4^b u. 5^b, besitzen, während ihre zweiteiligen Kugelgelenke aus Gufseisen bestehen.

III. Die schmiedeisernen Säulenpfeiler sind teils solche, deren Pfähle in den Grund geschraubt sind oder solche, deren Ständer auf Sockel- oder Fundamentmauerwerk ruhen

und mit demselben verankert werden. Sie kommen in freien Höhen von 2 bis 10 m vor und erhalten im ersten Falle runden, im letzteren Falle einen aus Winkeleisen, ⊏-Eisen oder I-Eisen ohne oder in Verbindung mit Flacheisen zusammengesetzten Querschnitt.

1. Die Säulenpfeiler mit schmiedeisernen Schraubenpfählen. Die schmiedeisernen Schraubenpfähle erhalten einen ihrer zunehmenden Höhe von 2 bis 10 m entsprechenden Durchmesser und werden oben zur Aufnahme der Träger mit einer meist gufseisernen Kappe, unten mit einer der Beschaffenheit des Baugrundes entsprechenden Pfahlschraube verbunden. Die Pfahlkappe besteht aus einer wagrechten, mit vertiefter Bahn versehenen Lagerplatte und einer cylindrischen Hülse, mittels deren sie auf das obere, cylindrisch abgedrehte Ende der Pfähle gesteckt wird, an welche nötigenfalls noch Verstärkungsrippen und so viele mit Augen versehene Lappen angegossen werden, als zum etwaigen Anschlusse der Querversteifung erforderlich sind. Die Pfahlschrauben, welche sich in alien nicht zu festen Bodenarten brauchbar erweisen, erfordern eine der Natur des Erdreichs entsprechende Form und Abmessung der Schraube. Bei einem Baugrunde von geringerem Widerstande wird der Pfahlschub gewöhnlich durch eine schraubenförmige Scheibe von 1 bis 1,2 m Durchmesser gebildet, die sich mit einer Schraube vom Durchmesser des Pfahles verbindet, deren Spitze aber die Form eines Schraubenbohrers mit $1^1/_2$ Umgang des Schraubengewindes erhält. Bei festerem Boden wird die Schraube mehr konisch und mit drei Umgängen um den Pfahl angewandt, wobei der Schraubengang weniger Vorsprung und höchstens 0,75 m Durchmesser hat. Die Schrauben selbst sind entweder aus Gufseisen oder aus Schmiedeisen hergestellt und, um sich mit den Pfählen zu drehen, mit eckigen Öffnungen versehen, mittels deren sie an die eckig geschmiedeten Pfähle gesteckt und an diese mittels quer durchgesteckter Stifte befestigt werden.

Schmiedeiserne Schraubenpfähle wurden vorzugsweise zur Unterstützung von Landungsbrücken verwendet und u. a. im Jahre 1847 zur Erweiterung einer Mole an der Küste von Wexford, im Jahre 1863 zur Unterstützung einer Landungsbrücke in dem Hafen von Makassar auf der Insel Celebes[19]), sowie im Jahre 1874 bei der auf T. IV abgebildeten Landungsbrücke in der Delaware-Bai bei Lewes benutzt.

Das erstere Bauwerk, welches sich an einen alten Steindamm anschliefst und eine Breite von 5,64 m besitzt, trägt an den Seiten zwei Eisenbahngleise, in der Mitte ein Bankett und endigt in eine Plattform von 26,46 m Länge und 10,97 m Breite, mit einem Landungsgerüst auf jeder Seite, welches zur Bequemlichkeit der ladenden oder löschenden Schiffe gehoben oder gesenkt werden kann. Die erwähnten, auf Langschwellen genagelten, durch Querschwellen, deren Enden auf Längsträgern ruhen, unterstützten Gleise der Brücke sind durch je 5,31 m nach der Breite und Länge derselben voneinander entfernte, 8,23 bis 9,14 m lange, durch schmiedeiserne Diagonalstangen versteifte schmiedeiserne Pfähle von 12,5 cm Durchmesser gestützt. Diese tragen gufseiserne, 0,61 m Durchmesser haltende Schrauben, welche in den oben auf etwa 2,44 m Tiefe aus Sand und Kies, unten aus blauem Thon bestehenden Baugrund auf 3,35 bis 4,57 m eingeschraubt wurden. Dies Einschrauben wurde, da der starke Wellenschlag die Anwendung von Arbeitsgerüsten auf Booten oder starken Flöfsen nicht zuliefs, von dem Bauwerk aus in der Weise bewerkstelligt, dafs ein um den Abstand zweier Pfähle von 5,31 m auskragendes Arbeitsgerüst nach und nach vorgeschoben und mit dem bereits fertigen Teile der Brücke vorübergehend verbunden wurde. Hierauf wurden die Schraubenpfähle auf kleinen Walzen herbeigerollt, an Takelu aufgezogen, lotrecht gestellt, an ein Rad mit gabelförmigen Armen von 9,65 m Durchmesser befestigt und mittels eines Seiles ohne Ende, das einerseits um die gabelförmigen Arme jenes Rades, andererseits um eine, 45,72 m in der Richtung der Küste befindliche Seilscheibe geschlungen war, durch Arbeiter eingeschraubt. Hierbei wurde durch eine am Ende mit einer Rolle versehene Führungsstange die lotrechte Stellung des Pfahles gesichert. Sobald zwei Pfähle eingeschraubt waren, wurden die Längs- und Querbalken gelegt, die Kreuzbänder be-

[19]) Näheres über beide Bauwerke s. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 393.

festigt, das Arbeitsgerüst weiter vorgeschoben und die Fahrbahn hergestellt: eine Arbeit, die mit solcher Leichtigkeit und Regelmäfsigkeit von statten ging, dafs selbst bei stürmischem Wetter ein Joch von 5,31 m Länge durchschnittlich in einem Tage vollendet wurde.

Von ähnlicher Konstruktion ist die erwähnte Landungsbrücke bei Makassar, welche aus einem an das Ufer anschliefsenden Damm von 32 m Länge und 3,75 m Breite zwischen den Geländern, sowie aus einer hölzernen, 60 m langen Brückenbahn auf schmiedeisernen Schraubenpfählen besteht, an den Ständern 4 m breit ist, dann eine Breite von 5 m annimmt und an der Seeseite in eine Querbrücke von 20 m Länge und 5 m Breite endigt.

Von den hierzu erforderlichen Schraubenpfählen, welche 12,7 cm und eine Schraube von 61 cm Durchmesser haben, sind drei nur 8 m lang und bestehen aus einem Stück, während die übrigen 18 Pfähle länger und mittels an ihren Enden angeschmittener Schrauben und einer gemeinschaftlichen, 45 cm hohen Mutter aus zwei Teilen zusammengesetzt sind. Auf die Köpfe dieser Pfähle wurden die zur Aufnahme hölzerner Langschwellen bestimmten Kappen gestülpt und die Pfähle durch diagonale, schmiedeiserne, mit Spannschrauben versehene Stangen, welche oben an jene Kappen, unten an einen vierteiligen, mit den Pfählen verbolzten Kragen angeschlossen sind, abgesteift. Das Einschrauben der Pfähle in den Seeboden erfolgte von einem auf zwei Pontons ruhenden Arbeitsgerüst aus mittels einer zwischen jene Pontons eingebrachten Führung und eines mit Hebel versehenen Klemmapparats durch 8 bis 16 Arbeiter. Erst nach Aufstellung sämtlicher Pfähle ging man zum Anlegen der Schuhe, Kragen und Zugstangen über, während die Pfähle durch die erwähnten Spannschrauben in ihre senkrechte Stellung gebracht wurden.

2. Die mit Mauerwerk verankerten schmiedeisernen Säulenpfeiler. Unter den Konstruktionen dieser Gattung verdienen die Pfeiler der Hochbahn in New-York[20]) (T. II, F. 1 u. 2), welche von einer einzigen, an der Trottoirkante der Strafsen aufgestellten Säulenreihe getragen wird, hervorgehoben zu werden.

Wie der Grundrifs F. 2 zeigt, besteht jede dieser Säulen aus vier im Querschnitt kreuzförmig angeordneten I-Eisen, welche oben bis unter die zu stützenden Träger seitlich auseinandergebogen sind. Die hier zur Verbindung der gegenüberliegenden I-Eisen dienenden Winkeleisen sind 8,9 × 12,7 × 1 cm stark, während die zwischen diesen Lagerstellen festgenieteten, einen quadratischen Rahmen bildenden Winkeleisen eine Stärke von nur 6,4 × 6,4 × 0,6 cm besitzen. Am Schafte sind jene I-Eisen durch drei gufseiserne Rahmstücke von achteckigem Querschnitt verbunden, stecken mit dem Fufse in einem unter dem Trottoirpflaster befindlichen, etwa 0,75 m hohen, gufseisernen Schuh und sind darin bei etwa 6 mm dicken Fugen mit Cement vergossen. Die Grundplatte dieses Schuhes liegt auf einem pyramidenförmigen, 1,2 m hohen Mauerkörper, dessen quadratische Ober- und Unterfläche eine Seitenlänge von bezw. 1,2 und 1,6 m hat. Letzterer ruht auf einer 15 cm dicken, quadratischen Granitplatte von 1,8 m Seitenlänge und ist an den Ecken durch 5 cm starke Anker mit beiden Steinkörpern verbunden. Über den normal zur Bahnachse ausgebogenen Enden der I-Eisen liegen zwei meist 10,7 m lange Blechträger, welche nur bei Strafsenübergängen auf 13,7 bis 16,8 m verlängert werden. Die ersteren bestehen aus einem 46 cm hohen, 1 cm starken Stehblech, welches oben und unten durch je zwei Winkeleisen von 89 × 127 × 1 cm gegurtet ist. Gegen Horizontalschwankungen sind die Träger durch Diagonalstäbe aus 7,6 × 7,6 × 0,8 cm starken Winkeleisen gesichert. Über den in der Bahnachse befindlichen Säulenarmen sind Querträger angebracht, die teils zur Aussteifung des Gleises, teils zur gleichmäfsigeren Verteilung der Last auf die Säule dienen. Die Enden der Hauptträger ruhen auf den durch Winkeleisen verbundenen Querarmen der Säule, wobei das Ende eines Trägers fest aufgebolzt, das des anderen nach seiner Längsrichtung verschieblich ist. Die Träger zweier aufeinander folgenden Öffnungen sind aufserdem noch am Stehblech durch zwei Winkelbänder mit Bolzen und länglichen Bolzenlöchern gekuppelt.

Vor Ausführung der vorbeschriebenen Konstruktion wurden die Säulen dieser Bahn cylindrisch aus dem unter dem Namen Phönix-Eisen bekannten Quadrant-Eisen mit eingelegten Flacheisen gebildet, von welchen die zur Unterstützung der Träger notwendigen Verstrebungen in zur Bahnachse parallelen und normalen lotrechten Ebenen abgebogen sind: eine Konstruktion, welche sich indessen beim Befahren der Bahn mit Lokomotiven nicht sehr standfähig gezeigt hat.

Über die Ausbildung der Formen der eisernen Säulen- sowie der in nachstehendem zu besprechenden Röhrenpfeiler ist das VI. Kapitel, S. 530 u. 531, zu vergleichen.

[20]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 301.

§ 7. Die gufseisernen **Röhrenpfeiler** unterscheiden sich von den gufseisernen Säulenpfeilern durch Gröfse, Zusammensetzung und Art der Aufstellung, indem sie äufsere Durchmesser von 1,5 bis 3,5 m erhalten, aus Trommeln von 0,75 bis 2 m Höhe bei 2,5 bis 4 und 4 bis 5,5 cm Wandstärke für die bezw. stromabwärts und stromaufwärts stehenden Pfeiler zusammengesetzt, und ohne oder mit Hilfe verdichteter Luft in den Baugrund eingesenkt werden. Die Verbindung der Trommeln, welche im Innern eine Verstärkung durch Rippen oder selbst durch ein Rippennetz (T. I, F. 25) erhalten, wird durch innere, nicht seiten mittels dreieckiger Rippen (T. I, F. 30) verstärkte Flantschen bewirkt, welche durch Schraubenbolzen vereinigt werden. Gröfsere Trommeln werden in ähnlicher Weise aus einzelnen Segmenten zusammengesetzt. Um die Stabilität der Röhrenpfeiler zu vermehren, erhalten deren untere Teile nicht seiten einen nm 5 bis 10 cm gröfseren Durchmesser und werden dann durch ein konisches Zwischenstück (T. I, F. 22, 23, 24 u. 25, 26) ebenfalls mittels Flantschen und Bolzen verbunden. Während oder nach ihrer Versenkung werden die Röhren mit Beton ausgefüllt und auf diesen letzteren nach seiner Erhärtung die Quader versetzt, worauf die Träger und deren Unterlagplatten zu liegen kommen (T. I, F. 23, 25 u. 30). Die gewöhnliche Einsenkung der Röhrenpfeiler wird teils durch Baggerung im Inneren, teils durch Belastung derselben bewirkt, wobei die Trommeln, der Einsenkung entsprechend, nach und nach aufeinander geschraubt werden. Bei Einsenkung der Röhrenpfeiler mit Anordnung von verdichteter Luft, z. B. bei der Gitterbrücke über die Seine bei Argenteuil in der Linie Paris-Pontoise-Dieppe[21]), erhalten dieselben unten eine sog. Luftglocke, welche oben mit einem Steig- und Förderschacht in Verbindung steht und sich auf die inneren Flantschen einer der unteren Trommeln stützt. Nachdem der auf diese Weise gebildete Säulenkörper über der Glocke mit Beton und Mauerwerk ausgefüllt und mittels langschakiger Führungsketten, welche durch ebensoviele, auf einem Arbeitsgerüst ruhende Schraubensätze regulierbar sind, auf das Flufsbett niedergelassen ist, bewirkt man seine weitere Einsenkung durch Aufsetzen neuer Ringe und Ausfüllen derselben mit Beton so lange, als das Gesamtgewicht zur Überwindung der Reibung zwischen Boden und Röhre hinreicht, ohne die Ketten übermäfsig zu belasten. Von da ab beginnt die Senkung der Röhre mit Hilfe von verdichteter Luft. Hat die Röhre den festen Baugrund erreicht, so wird zuerst die Luftglocke von Schlamm gereinigt, dann der Boden geebnet und zuletzt die Luftglocke nebst Arbeitsschacht bis oben hin mit Beton gefüllt. Für zweigleisige Brücken werden je zwei (T. I, F. 22 u. 23, 24 u. 25, 26) bis je sechs solcher Röhrenpfeiler, wie beispielsweise bei der Brücke über den Wye bei Chepstow, angewandt, welche erstere zur Vermehrung ihrer seitlichen Stabilität durch angeschraubte, meist schmiedeiserne Querverbände (T. I, F. 22, 23, 24 u. 25, 26) gekuppelt werden. Die obersten Trommeln werden zur Herstellung eines formalen Abschlusses mit profilierten, von innen angeschraubten Ringen umgeben.

Eine solche Anordnung zeigt unter anderen auch die zweigleisige Brücke in der Linie Serquigny-Rouen über die Seine bei Orival, deren Träger auf zwei cylindrischen Röhrenpfeilern mit verstärktem Sockel und achteckigem Kapitäl ruhen, welche durch schmiedeisernes Fachwerk verbunden sind. Die 3,2 m im äufseren Durchmesser starken Säulen sind aus je 1 m hohen Trommeln mittels Flantschen und Bolzen zusammengeschraubt, mit Beton ausgefüllt und mit 60 und 64 cm hohen Granitquadern abgedeckt, worauf die untersten Lagerplatten der Träger ruhen. Die aus Gufseisen bestehenden Gesimse sind innen mittels angegossener Rippen und Schraubenbolzen zusammengesetzt und mittels besonderer Ansätze an die horizontalen Flantschen der obersten Trommeln geschraubt. Man vergleiche T. I, F. 30.

[21]) Vergl. u. a. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 381.

In einzelnen Fällen hat man die Röhrenpfeiler durch Eisbrecher geschützt, welche aus Röhren und eisernen Platten zusammengesetzt sind und entweder mit den ersteren in Verbindung stehen (T. I, F. 25 bis 29), oder — besser — in einem nicht zu geringen Abstande von ihnen stromaufwärts angebracht werden.

Eine Übersicht über die allgemeine und besondere Anordnung hierher gehöriger Bauwerke giebt folgende Tabelle.

Zusammenstellung von Brücken mit Röhrenpfeilern.

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite m	Zahl der Gleise	Zahl der Röhren	Gröfste Länge der Röhren über dem Bett.	Gröfste Länge der Röhren unter dem Bett.	Durchmesser der Röhren unten m	Durchmesser der Röhren oben m	Höhe der Trommeln.	Wandstärke stromabwärts mm	Wandstärke stromaufwärts mm	Flanschen Dicke mm	Flanschen Breite mm	Bemerkungen.
1. Brücke über die Themse bei Staines	26,5	2	3	8,2	6,7	2,44	1,83	2,44	25	38	—	127	Bolzen 82 bis 38 mm stark, Entfernung 152 mm.
Desgl. bei Windsor	30,8	2	6	5,6	—	1,83	1,83	—	28	28	—	—	
2. Brücke in d. Cordova-Sevillabahn über den Guadalquivir	30,0	2	2	16,19	—	2,0	2,0	—	—	—	—	—	Röhren aus Kesselblech mit 8,05 m Abstand.
3. Brücke der Pampelona-Saragossa-Bahn über den Ebro	33,1	2	3	—	2,44	1,83	1,83	—	—	—	—	—	Äufsere Röhren.
					1,83	1,83	1,83	—	—	—	—	—	Innere Röhren.
4. Brücke in der Midland-Great-Western-Bahn über d. Shannon	34,3	2	2	8,2	4,0	3,05	3,05	—	—	—	—	—	
5. Brücke über den Tay bei Dundee	36,6	1	2	—	—	2,59	2,59	—	—	—	—	—	Röhrenabstand 3,81 m.
6. Brücke in der Agen-Tarbes-Bahn bei Osse	38,4	—	2	—	—	1,7	1,7	1,00	—	—	—	—	Säulenabstand 3,4 m.
7. Brücke über den Foyle zu Londonderry	39,3	1	2	8,5	9,8	3,05	3,05	—	—	—	—	—	Eine Strafsenbahn von 9,2 m Breite über einem Gleis.
8. Brücke über die Seine bei Argenteuil	40,0	2	2	16,0	25,0	3,60	3,20	1,00	38	50	38	88	Röhrenabstand 8,8 m.
9. Brücke über den Allier bei Moulins	40,0	2	2	15,0	—	2,50	2,00	1,00	25	50	—	—	Röhrenabstand 8,5 m
10. Brücke über den Allier bei St. Germain des Fossés	40,0	2	2	10,0	8,0	3,00	2,30	1,00	30	40	—	—	Röhrenabstand 8,8 m
11. Brücke über d. Saone bei Lyon	—	2	3	17,5	7,5	3,00	2,50	1,20	—	—	—	—	
12. Brücke über die Theifs bei Szegedin	41,5	2	2	—	8,8	3,00	3,00	1,82	35	35	45	130	Bogenbrücke.
13. Charing-Cross-Brücke in London	50,0	4	2	17,7	—	4,27	3,05	2,74	29	32	—	—	Bolzen 82 mm stark, Entfernung 152 mm
14. Brücke über den Wye bei Chepstow	63,2	2	6	25,0	—	1,83	1,83	—	—	—	—	—	Strombrücke.
Desgl.	33,5	2	3	19,8	14,0	1,83	1,83	—	—	—	—	—	Flutbrücke.
15. Brücke über den Boug bei Terespol	72,6	1	1	5,5	12,0	3,05	3,05	0,91	60	60	60	127	
								1,98	32	32	32	95	
16. Brücke über die Garonne bei Bordeaux	77,0	2	2	17,3	—	3,62	3,62	1,00	39	39	33	105	
17. Brücke über den Niemen bei Kowno	78,5	2	2	13,5	9,4	3,5	3,16	0,86	—	—	—	—	Jede Trommel besteht aus 4 Quadranten.
								1,46	—	—	—	—	Röhrenabstand 8,69 m.

§ 8. Die eisernen Wandpfeiler. Die anfangs zur Unterstützung der Träger von Fufswegen und Nebenbahnen verwendeten eisernen Wandpfeiler sind später auch für gröfsere Bauwerke in Höhen von 5 bis 30 m und mit festem (verankertem oder

eingeschraubtem) oder beweglichem (um Gelenke drehbarem) Fufse zur Ausführung gelangt. Die festen Wandpfeiler bestehen aus je zwei oder mehr lotrechten, seitlich verstrebten Pfosten, die beweglichen oder Pendel-Wandpfeiler aus je zwei geneigten, durch Fachwerk untereinander verbundenen Ständern. Die Konstruktion der Wandpfeiler gestaltet sich sehr verschieden, je nachdem dieselben aus Gufseisen in Verbindung mit Schmiedeisen, oder aus Schmiedeisen allein herzustellen sind.

I. Die gemischteisernen Wandpfeiler, zu welchen die gufseisernen Säulen- und Röhrenpfeiler mit den zuvor erwähnten schmiedeisernen Querverbänden die Übergänge bilden, bestehen aus gufseisernen Stützen mit schmiedeisernen Diagonalverbindungen. Die Stützen kommen teils einfach, teils gekuppelt zur Anwendung und werden, wenn sie im Trocknen stehen, meist mit gemauerten Fundamenten verankert, wenn sie in Gewässern mit sandiger Sohle stehen, vielfach in den Baugrund eingeschraubt. Die Stützen werden stets hohl gegossen und erhalten hierbei teils kreisförmigen, teils rechteckigen Querschnitt mit denjenigen Ansätzen, welche zum Anschlufs der Querverbindungen erforderlich sind. Kurze Stützen werden aus einem Stück gegossen, längere Stützen aus zwei oder mehreren Stücken, gewöhnlich aus Fufs, Schaft und Kopf, zusammengesetzt. Hierbei erhält der Fufs die zum Befestigen auf dem Fundamentmauerwerk mittels Steinschrauben oder Ankerschrauben, der Kopf die zur Aufnahme der Träger erforderliche Form. Die aus Horizontalen und Diagonalen bestehenden Querverbindungen der Stützen werden teils aus Rund- oder Formeisen, teils aus wagrecht eingeschalteten Gufsstücken in Verbindung mit diagonal eingeschalteten Rund- oder Flacheisen hergestellt.

Ein hervorragendes älteres Bauwerk mit gufseisernen gekuppelten Ständern und gemischteisernem Querverband bildet die in der Morris- und Essex-Bahn über das Inundationsgebiet des Passaic führende zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Newark.[22])

Die gufseisernen, in je 1,22 m Abstand gekuppelten, 5,18 m hohen Pfosten dieser Brücke, deren drei je 3,66 m voneinander entfernte einen ihrer Zwischenpfeiler bilden, sitzen stumpf auf den aus Granitquadern bestehenden Unterlagen und sind über ihren Kapitälen durch gufseiserne, oben gerade begrenzte, unten bogenförmig ausgeschweifte Balken, welche zugleich die gemischteisernen, aus Gitterwerk bestehenden Brückenträger aufnehmen, miteinander verbunden. Der Verband dieser Pfosten besteht — normal zur Brückenachse — aus horizontalen, unter dem Kapitäl und über dem Fufse angebrachten Zugankern und zwischen die letzteren eingeschalteten Diagonalstangen, parallel zur Brückenachse nur aus kurzen horizontalen, gleichfalls unter dem Kapitäl, jedoch etwas tiefer als jene ersteren Zuganker, angebrachten Zugstangen. Dagegen sind diese gekuppelten Wandpfeiler, deren Abstand von Mitte zu Mitte 19,5 m beträgt, untereinander nur durch die Brückenträger verbunden.

Zur längeren Erhaltung und leichteren Wiederherstellung dieser Brückenpfeiler hat man dieselben, wie bei den hölzernen Jochen, auch zweiteilig, d. h. aus Grund- und Aufsatzjoch bestehend konstruiert. Ein Beispiel hiervon liefert die von Tolle erbaute Landungsbrücke auf Norderney[23]), welche im Winter abgetragen werden kann und aus einem 87,6 m langen, 2,34 m breiten, festen, auf Schraubenpfählen ruhenden und einem beweglichen, einerseits auf dem letzten Schraubenpfeiler, andererseits auf einem Ponton mittels zweier rechtwinklig zueinander verlegten Walzen drehbar gelagerten Teile besteht.

Der feste Teil der Brückenbahn ruht teils auf einfachen, je 5,11 m voneinander entfernten, teils auf je 20,45 m entfernten Doppeljochen mit doppelten, je 1,17 bis 1,46 m absteheuden Pfahlreihen, deren Grundjoche aus 2,92 m langen, hohlen, gufseisernen Schraubenpfählen mit 29,2 cm äufserem Durchmesser

[22]) Vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 149 u. 359.

[23]) Vergl. Rziha. Eisenbahn-Unter- und -Oberbau, Bd. II. Wien 1877, S. 24 u. 221.

und 2,4 cm Wandstärke bestehen. Abweichend von den bisher beschriebenen Anordnungen tragen die Schraubenpfähle unten ein schmiedeisernes, aus einem mittels spiralförmig gewundener Winkeleisen an den Pfahl befestigten Gauge von 73 cm Durchmesser und 1 cm Blechstärke bestehendes Gewinde und oben eine mit ihnen verschraubte Platte nebst Lagern für die schmiedeisernen Aufsatzjoche. Die letzteren bestehen aus den oben, unten und mitten vermittels Knotenblechen durch Horizontale verbundenen und in den so gebildeten Feldern durch Kreuzdiagonalen abgesteiften, gegeneinander geneigten Ständern; diese tragen unten ein in jene Lager passendes Wulstflacheisen, welches mit denselben durch je zwei horizontale Öhrbolzen lösbar verbunden ist. Da bei dieser Verbindungsweise eine kleine Drehung nicht ausgeschlossen ist, so bilden diese zweiteiligen Wandpfeiler den Übergang von den festen zu den beweglichen Konstruktionen dieser Gattung und bedürfen einer so sorgfältigen Isolierung von ihrem Überbau nicht, als jene ersteren.

Werden die Ständer der in vorstehendem besprochenen Pfeiler aus gufseisernen Röhren hergestellt, welche nicht auf Mauerwerk ruhen und mit diesem verankert, sondern lotrecht in den Baugrund eingeschraubt sind, so ergeben sich die u. a. auf T. I, F. 31 bis 40 dargestellten gemischteisernen Wandpfeiler mit Schraubenpfählen. Diese Pfähle erhalten je nach der Gröfse der zu unterstützenden Last und der Verschiedenheit ihrer Höhe 15 bis 90 cm Durchmesser bei 1,5 bis 3 cm Wandstärke und werden aus Stücken von 1 bis zu 5 m Länge zusammengesetzt. Die in den Boden einzuschraubenden Stücke derselben werden mittels innerer Flantschen (wie bei den Schraubenpfeilern des in der Linie Bombay-Baroda erbauten Taptee-Viaduktes), die über den Boden hervorragenden Teile mittels äufserer Flantschen (T. I, F. 31 bis 40), welche bei jenen weiteren Röhren noch durch dreieckige Rippen verstärkt werden, und Kopfsebrauben zusammengeschraubt. Die untersten Röhrenstücke werden mit unten schneidenförmigem Rande und je nach der zu gewärtigenden Beschaffenheit und Widerstandsfähigkeit des Bodens unten mit Schraubenflantschen von angemessener Breite und von 1,5 bis 3 cm mittlerer Dicke, die obersten Röhrenstücke oben mit horizontalen, zur Aufnahme der Brückenträger geeigneten, durch dreieckige Rippen verstärkten Platten versehen (T. I, F. 32 und 33). Die zum Anschlusse des Querverbandes erforderlichen Ansätze werden meist in der Nähe der Stofsflantschen angegossen, welchen letzteren bisweilen noch besondere Rippen zur Verstärkung der Röhrenpfähle hinzugefügt werden (T. I, F. 31 u. 34).

Wo besondere seitliche Verstrebungen dieser Wandpfeiler erforderlich werden, wendet man ähnliche Röhren an, welche man entweder schräg in den Boden schraubt, und oben mittels eines besonderen Gufsstückes mit den äufsersten Röhren verbindet oder in einer angemessenen, der Höhe der Pfahlwand entsprechenden Entfernung von den äufsersten Schraubenpfählen des Wandpfeilers lotrecht in den Boden schraubt (T. I, F. 31), und dieselben mit jenen äufsersten Röhren durch eine besondere Versteifungskonstruktion verbindet, wie sie z. B. aus den Figuren 36 und 37 sich ergiebt. Die Versteifung der Schraubenpfähle besteht bei hohen Pfahlwänden in einem Systeme von Horizontalen, welche an die oben erwähnten, nächst der Stofsflantschen angegossenen Ansätze durch Bolzen befestigt werden und zwischen die man Systeme gekreuzter Diagonalen so einschaltet, dafs deren Enden an ähnliche Ansätze einerseits mit Bolzen und andererseits durch regulierbare Keile befestigt werden. Bei Wandpfeilern von geringerer Höhe genügt meist die Durchführung eines einfachen Systems, wobei jedes einzelne Feld nur eine Diagonale enthält (z. B. T. I, F. 31). Zu den erwähnten Horizontalen werden meist Druckstangen mit T- oder ⊣⊢-förmigem Querschnitt, in ersterem Falle meist doppelte (T. I, F. 40), zu den Diagonalen meist einfache oder doppelte Stäbe von L- oder T-förmigem Querschnitt angewendet, welche gleichzeitig einem Zug und einem Druck zu widerstehen vermögen. Der Anschluss erfolgt teils durch einzelne starke oder

durch mehrere schwächere Bolzen (T. I, F. 32 bis 37). Die Formen der Schraubenflantschen der hohlen gufseisernen Pfähle sind sowohl nach ihrem Zweck als auch nach der Beschaffenheit des Baugrundes sehr verschieden, insbesondere eignen sich die breitflantschigen für weicheren und weniger widerstandsfähigen, die schmalflantschigen für härteren und widerstandsfähigeren Boden.

Zu den Eisenbahnbrücken auf Wandpfeilern mit gufseisernen Senkpfählen gehören die in der Ulverstone-Lancaster-Bahn über die in die Morecambe-Bucht mündenden Flüsse Kent und Leven im Jahre 1856/57 von Brunlees erbauten eisernen Gitterbrücken[24]), von welchen die erstere 50 fest überbrückte Öffnungen von je 9,15 m Spannweite von Mitte zu Mitte der Säulen und eine Öffnung von 10,98 m für eine Rollbrücke, die letztere 48 Öffnungen von derselben Spannweite und eine ebenso weite Öffnung für eine Rollbrücke enthält. Man vergleiche Taf. I der dritten Abteilung dieses Werkes.

Jeder ihrer Pfeiler besteht abwechselnd aus 4 und 5 Röhren von 6,71 m gröfster Länge bei 25 cm äufserem Durchmesser und 1,9 cm Wandstärke, indem innen drei senkrechte Pfähle und aufsen ein schrägstehender Pfahl verwendet sind, welche einmal auf der entgegengesetzten Seite eine Gegenstrebe erhalten haben, das anderemal nicht. Die Röhren bestehen aus Stücken von etwa 3,66 m Länge und sind mittels runder, durch Rippen verstärkter Flantschen und Bolzen zusammengesetzt. Die untersten Röhrenstücke tragen unten eine runde, durch 8 Rippen mit ihnen verbundene Scheibe von 0,762 m mit einer Mittelöffnung von 7,8 cm Durchmesser, mit Hilfe deren sie durch eingepreftes Wasser gesenkt wurden. Die obersten Röhrenstücke besitzen oben die zur Aufnahme der durch Querverbände vereinigten Träger erforderlichen Lager, von welchen die mittleren, schwereren die auf Langschwellen ruhenden Fahrschienen, die beiden seitlichen, leichteren die Bankette und die Brüstungen unterstützen. Der Querverband der Säulen ist in der Mitte durch gekreuzte Zugstangen bewirkt, deren Enden durch vorn und hinten an die Säulen gegossene Ansätze gesteckt und mittels Kopf und Mutter befestigt sind. Eine weitere Querverbindung der Säulen ist etwas unter deren Kopf, sowie unter Niedrigwasser durch je zwei hölzerne, mit denselben verschraubte Zangen hergestellt.

Eine Übersicht über die allgemeine und besondere Anordnung hierher gehöriger Bauwerke giebt folgende

Zusammenstellung von Brücken auf Wandpfeilern mit Schraubenpfählen.

Bezeichnung der Brücken.	Spannweite	Brückenbahnbreite	Gröfste Länge der Pfähle über Erde	Gröfste Länge der Pfähle unter Erde	Zahl der Pfähle eines Pfeilers.	Durchmesser der Pfähle	Wandstärke	Bemerkungen.
	m	m	m	m		mm	mm	
I. Eisenbahnbrücken.								
1. Brücke der Königsberg-Pillauer Bahn über den Festungsgraben in Königsberg	14,10	1 Gl.	4,1	5,3	2	780	26	Jeder Pfahl besteht aus fünf Stücken, wovon die Mittelstücke 2 m lang sind.
2. Brücken des Inundationsgebietes der Bombay-Baroda- u. India-Central-Bahn	18,29	2 Gl.	—	—	3	760	—	Hohle gufseiserne Pfähle.
3. Taptee-Viadukt der Bombay-Baroda-Bahn	19,05	2 Gl.	—	—	3	760	25	Desgl.
II. Strafsenbrücken.								
1. Hafendamm bei Curtown-Wexford .	5,30	5,30	5,50	3,00	2	—	—	Schmiedeiserne Pfähle.
2. Hafendamm bei Glenelg im Golf St. Vincent in Südaustralien	6,50	5,70	3,3	—	2	300	—	Hohle gufseiserne Pfähle.
3. Landungsbrücke zu Makassar auf der Insel Celebes	7,00	3,75	11,0	2,5	2	—	—	Schmiedeiserne Pfähle bis zu 8 m Länge aus einem Stücke, längere Pfähle aus zwei Stücken.
4. Viadukt der Gaswerke in Beckton .	7,62	7,32	3,8	9,1	3	380	—	Gufseiserne Pfähle.
5. Brücke über die Themse bei Cookham	12,20	6,10	4,2	1,8	2	510	13	Desgl.

[24]) Vergl. Humber. Complete treatise on cast and wrought iron bridge construction. London 1861, S. 204.

II. Die schmiedeisernen Wandpfeiler sind teils als feste, teils als drehbare (Pendel-Wandpfeiler) ausgeführt worden.

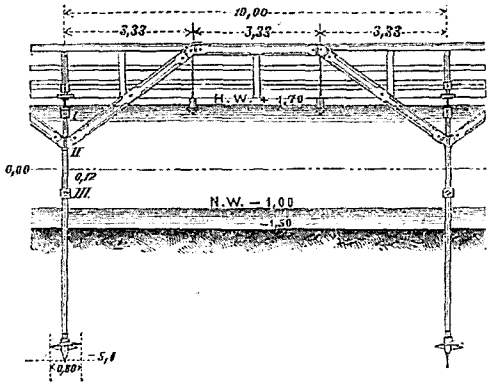
1. Die festen schmiedeisernen Wandpfeiler sind in der Regel solche, deren Pfähle in den Boden geschraubt, oder solche, deren Ständer auf Sockel- oder Fundamentmauerwerk ruhen und mit demselben fest verankert sind. In neuerer Zeit findet man aber auch Pfeiler mit eingerammten Pfählen und solche mit Ständern, welche auf hölzerne Grundjoche aufgesetzt sind, in beiden Fällen unter Verwendung von I-Eisen zu den Pfählen bezw. Ständern.

a. Die schmiedeisernen Wandpfeiler mit Schraubenpfählen. Werden schmiedeiserne Schraubenpfähle, besonders dann, wenn sie hoch über den Boden hervorragen und wenn der Grund, worin sie stecken, sich nicht hinreichend fest an dieselben anschliefst, normal zur Brückenachse durch ein mehr oder minder leichtes schmiedeisernes Fachwerk untereinander verbunden, so entstehen schmiedeiserne Wandpfeiler-Konstruktionen. Diese Schraubenpfähle erhalten Längen von 4 bis 10 m bei Durchmessern von 10 bis 15 cm, wobei sie je nach der Festigkeit des Baugrundes 2 bis 3 m tief eingeschraubt werden und sind den auf S. 35 besprochenen schmiedeisernen Schraubenpfählen der Säulenpfeiler ähnlich angeordnet. Die Querverbindungen der Schraubenpfähle werden gewöhnlich durch gekreuzte, mittels Stangenschlössern regulierbare Zugstangen aus Rundeisen hergestellt, welche mittels Klemmbändern an die Schraubenpfähle angeschlossen werden. Hierher gehören u. a. die Pfeiler der auf T. IV abgebildeten Landungsbrücke in der Delaware-Bai bei Lewes, welche sich unter dem schmaleren Teile der Brückenbahn befinden, lotrecht stehen und nur normal zur Brückenachse mittels einer Reihe gekreuzter Zugstangen untereinander verbunden sind.

Brücke über die Wumme.

Fig. 30a. Ansicht der mittleren Öffnung.

M. 1:200.



Die Stabilität dieser Wandpfeiler läfst sich dadurch erhöhen, dafs man deren Pfähle gegeneinander geneigt einschraubt, und dieselben in dieser Stellung durch einen geeigneten Querverband erhält, wovon u. a. die in Textfig. 30a bis 30c dargestellte Wegbrücke über die Wumme[25]) bei Borgfeld unweit Bremen mit 3,5 m breiter Fahrbahn und drei Öffnungen von je 10 m Lichtweite ein Beispiel giebt. Die beiden für diese Öffnungen erforderlichen Joche sind aus je zwei schmiedeisernen Schraubenpfählen von 12 cm und 80 cm Durchmesser bezw. des Schaftes und der Schraube gebildet, welche durch die in Textfig. 30b bis 30c, S. 43 dargestellte Weise durch starke Quer- und regulierbare Diagonalbänder vereinigt und ausgesteift sind. Zur Unterstützung der Streben des die Fahrbahn unterstützenden hölzernen Hängesprengwerks sind zweiteilige gufseiserne Schuhe an die Pfähle geschraubt, welche unter sich durch kreuzförmige, aus je zwei Winkeleisen bestehende Querstangen mit eingeschaltetem Spannring für die runden Diagonalstangen verbunden sind. Über die oberen Enden der Schraubenpfähle sind gufseiserne Kappen gestülpt, auf welche die aus I-Eisen bestehenden Querträger der aus Langschwellen und doppeltem Bohlenbelag gebildeten Brückenbahn geschraubt sind. Die untersten Quer-

[25]) Vergl. Centralbl. der Bauverw. 1888, S. 70 ff.

bänder bestehen aus je zwei Flacheisen von 15 × 150 mm Stärke und sind mittels zweiteiliger Klemmbänder und Schrauben an die Pfähle befestigt.

Fig. 30 b. Querschnitt nahe an einem Pfeiler. M. 1:100.

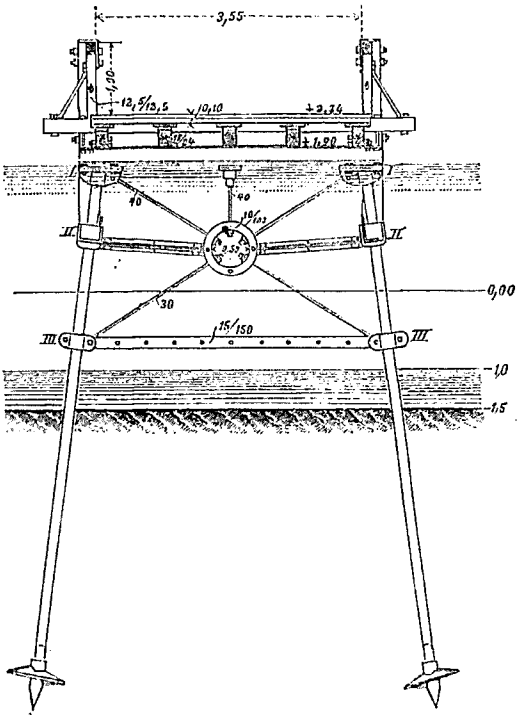
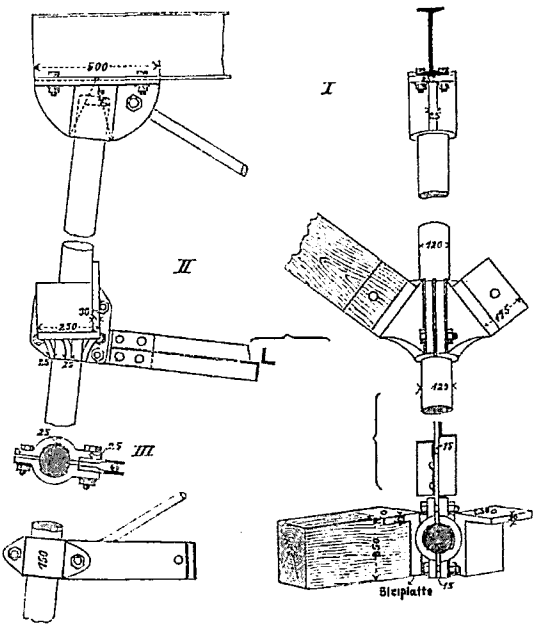


Fig. 30 c. Einzelteile. M. 1:30.



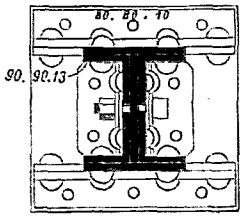
b. Die mit Mauerwerk verankerten schmiedeisernen Wandpfeiler. Diese meist zur Unterstützung von Fufsgänger- oder leichten Strafsenbrücken dienenden Wandpfeiler, wovon T. II, F. 8 bis 12 ein Beispiel giebt, erhalten je nach der Breite und Gattung der Brücke zwei bis fünf meist lotrechte Ständer, welche unter sich durch Fachwerk verbunden und zur Vermehrung ihrer Stabilität gewöhnlich seitlich verstrebt werden. Bei dem in den erwähnten Figuren dargestellten eisernen Steg über die Mainz-Frankfurter Bahn bei Kelsterbach, welcher ein 1,5 m breites Bankett überführt, beträgt die Entfernung der lotrechten Ständer 1,674 m, der Abstand der mit $\frac{1}{5}$ Neigungsverhältnis angebrachten Streben am Fufse derselben je 1 m, während aufser der durch die Querträger bewirkten Querverbindung der Ständer zwei, je 2,29 m unten und je 2,535 m oben hohe Felder mit gekreuzten Diagonalen angeordnet sind. Die Ständer sind aus vier Winkeleisen, die Streben aus zwei Winkeleisen mit solchen Abständen zusammengesetzt, dafs sie die zur Quer- und Längsverbindung erforderlichen Laschen und Stäbe zwischen sich fassen können. Die Ständer ruhen auf schmiedeisernen, mit dem Mauerwerk verankerten Unterlagplatten, mit welchen sie durch zwei kurze, zur Brückenachse parallele Winkellappen vernietet sind, während die Streben eine paralleltrapezförmige Lasche umfassen, welche durch zwei kurze, zur Brückenachse senkrechte Winkellappen an eine mit dem Mauerwerke gleichfalls verankerte Grundplatte genietet ist (F. 12). Die Horizontalstäbe bestehen aus doppelten Winkeleisenstücken, welche durch kurze Flacheisenlaschen mit den Ständern und Streben verbunden wurden, während die Enden der aus Flacheisen bestehenden Diagonalen zwischen die Winkeleisen der Ständer eingelassen und dort mittels je zweier Niete angeschlossen sind (F. 11 u. 12). Nur die

oberen Enden der obersten Diagonalen schliefsen sich mittels je zweier Niete an die fünfeckigen Laschenbleche an, welche oben die Streben und Ständer verbinden und zugleich einen Teil der Querträger bilden, deren Gurten aus einfachen, gegeneinander versetzten Winkeleisen bestehen, welche in der Mitte durch zwei kurze Winkelstäbe verbunden sind (F. 10).

Die Hauptträger, welche zugleich die Brüstungen bilden, haben Winkeleisen zu Gurten, an welche sich in Entfernungen von je 1,78 m lotrechte Winkelstäbe und zwischen denselben Flacheisenstäbe von verschiedener Breite teils direkt, teils mittels Laschen anschliefsen (F. 9). Jene lotrechten Stäbe sind durch kurze Winkelstäbe, welche unten mittels Laschen und oben direkt mit ihnen vernietet sind, nach aufsen abgesteift (F. 10). Zwischen den 9 m voneinander abstehenden Wandpfeilern liegt die Brückenbahn wagrecht, fällt aber von da nach beiden Seiten bis zu den je 8,74 m von ihnen entfernten Endpfeilern.

Querschnitte von Wandpfeiler-Pfosten. M. 1:15.

Fig. 31 a.



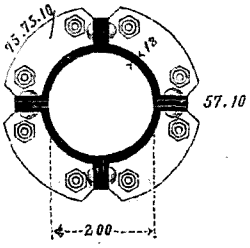


Fig. 31 b.

Ähnliche Anordnungen, welche jedoch der Höhe und Breite der Brücken entsprechen müssen, erhalten diese Wandpfeiler bei höheren und schwereren Brücken, wobei Stärke und Zusammensetzung ihrer Teile sich den vermehrten Ansprüchen anpassen mufs. So haben die Pfosten dieser Wandpfeiler in neuerer Zeit verstärkte Querschnitte verschiedener Form erhalten, worunter der in Textfig. 31 a dargestellte, aus Platten und Winkeleisen zusammengesetzte I-förmige und der in Textfig. 31 b dargestellte, aus je vier Quadrant-Eisen und Futterblechen zusammengesetzte röhrenförmige Querschnitt hervorzuheben ist.

Als eine ökonomisch vorteilhafte, auf den schwedischen Eisenbahnen häufig angewendete Pfeiler- und Überbaukonstruktion von Wegeüberführungen ist hier noch diejenige aus alten Eisenbahnschienen zu erwähnen, wovon die Textfiguren 32 a bis 32 c ein Beispiel[26]) geben. Die Joche derselben bestehen aus je drei Pfosten, welche aus je zwei mit den Flifsen gegeneinander genieteten Schienen zusammengesetzt und durch einen aus eisernen Riegeln und Diagonalen gebildeten Querverband vereinigt und ausgesteift sind. Zur Vermehrung der Stabilität

Wegeüberführung aus alten Eisenbahnschienen.

Fig. 32 a. Ansicht und Längsschnitt. M. 1:150.

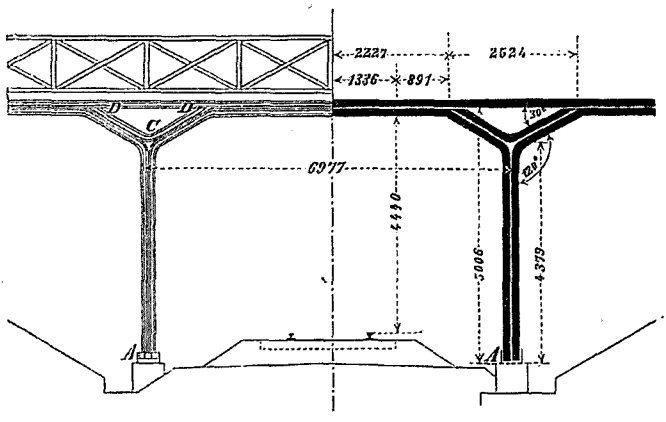
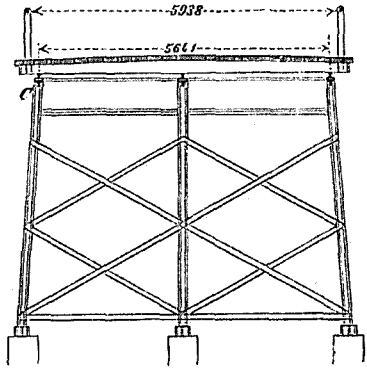
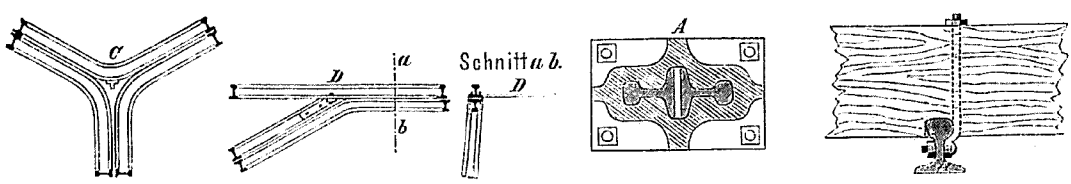


Fig. 32 b. Querschnitt.



[26]) Vergl. Centralbl. der Bauverw. 1886, S. 372.

Fig. 32c. Einzelteile.



dieser Joche werden die äufseren Pfosten etwas gegeneinander geneigt angeordnet. Unten steeken jene Pfosten in gufseisernen, mit Unterlagplatten versehenen Sehuhen, welche mittels je vier Steinschrauhen mit dem Fundamentmauerwerk fest verankert sind. Oben hilden die Eisenhahnsehienen dieser Pfosten zugleich die Strehen und Spannriegel des Überhaues, welcher noch aus einer unteren, mit jenen Spannriegeln vernieteten Eisenhahnschiene hesteht und die Querhalken aufnimmt, worauf der Längshohlenhelag rnht. Die Einzelheiten dieser Verhindungen gehen aus den Figg. 32c deutlich hervor.

2. Die schmiedeisernen Pendel-Wandpfeiler. Um namentlich höhere Wandpfeiler der seitlichen Biegung nicht auszusetzen, welche von der lotrechten Durchhiegung uud Horizontalversehiehung der Träger durch Belastungs- und Temperaturweehsel hervorgernfen wird, hat man mitunter auf deren Verankerung mit dem Sockel- oder mit dem Fundamentmauerwerk verziehtet, sie vielmehr oben und unten mit Gelenken derart versehen, dafs sie jenen Bewegungen der Träger folgen können, ohne hierdurch Biegungsspannungen zu erleiden. Ein hervorragendes Beispiel dieser drehharen Wandpfeiler giebt der eingleisige Viadukt iiher das nächst der schwedischen Grenze gelegene Lyse-Thal in der Sehmalspurhahn von Christiania tiher Frederikshald naeh Schweden.

Die Länge dieses Viaduktes beträgt 182,92 m, seine Höhe zwischen Fahrschiene und Wasserspiegel 30 m, während er 2, 6, 2 und 3 Öffnungen von bezw. 10, 12, 16 und 20 m besitzt. Die Höhe der Pfeiler wecbselt zwischen 11,16 und 28,268 m. Der höchste Pfeiler bestebt aus zwei gegeneinander geneigteu Ständern von 2,5 m oberem und von 9,24 m unterem Abstand, welche durcb fünf Horizontalen verbunden und durch vier gekreuzte, in die so gebildeten Felder eingescbalteten Diagonalen ausgesteift sind. Die Ständer selbst baben unten eine Breite von 0,60, in der Mitte eine solcbe von 1,06 und oben eine solcbe von 0,44 m. Sie sind aus je vier Winkeleisen von $12 \times 12 \times 1{,}5$ cm gebildet, zwischen welche man teils die an den Knotenpunkten angebrachten, 2 em dicken Platten, teils die zur Aussteifung dienenden, 10×2 cm stärken Gitterstäbchen eingeschaltet hat. Aufserhalb sind 30 cm breite, durchlaufende Gurtplatten, sowie die zum Anschlusse der Horizontalen und Diagonalen erforderlicben Knotenbleche an dieselben genietet. Der oberste Querverband der Ständer besteht vorn und binten aus einem 1,5 cm starken, unten bogenförmig ausgesebnittenen, durch Winkeleisen von $7 \times 7 \times 0{,}8$ cm Stärke gesäumten Stehblech, unter welches die zum Anschlufs der $15 \times 1{,}3$ cm starken Diagonalen erforderlicben Knotenbleehe genietet sind. Die drei mittleren Querverbände besteben vorn und binten aus je zwei Winkeleisen von $7 \times 7 \times 0{,}8$ cm Stärke, während der nnterste Querverband vorn und binten aus je vier Winkeleisen von $10 \times 7{,}5 \times 1$ cm Stärke gebildet ist. Die in jene vier Felder eingescbalteten Diagonalen nehmen von oben nach unten von $15 \times 1{,}3$ auf $7{,}5 \times 1{,}3$ cm Stärke ab. Die Scharniere besteben aus einem konvexen Ober- und Unterteil, zwischen welcbe die Bolzen eingelegt sind, um welche sie sich dreben können. Die Unterteile der Fnfs-Gelenke sind mit kräftigen Quadern verankert, welcbe auf Fundamentmauerwerk ruhen, die Oberteile der Kopf-Gelenke unterstützen die fischbauchförmigen Hauptträger, welcbe über den Wandpfeilern durch einen dreieckigen Einsatz verbunden sind.

Ein weiteres interessantes Beispiel gehen die schmiedeisernen, auf T. II, F. 13 bis 22 dargestellten Pendel-Wandpfeiler des in den Jahren 1880/81 in der östlieben Sehmalspurhahn Norwegens erhauten Viaduktes iiber das Solberg-Thal hei Thomter[27])

[27]) Vergl. Winkler. Reisenotizeu über Brücken in Norwegen. Wochenbl. für Arch. u. Ing. 1883, S. 115 und Dolezalek. Viadukte mit Pendelpfeilern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 381.

mit 8 durch abgesetzte Träger überspannten Öffnungen von 11,5 bis 20 m Stützweite und 12 bis 29 m Höhe der Pfeiler. Diese Pfeiler besitzen zwei in dem Verhältnisse von 1:8 geneigte Ständer mit 2,2 m oberem und 3,2 m größtem unteren Abstand ihrer Achsen, welche bei dem höchsten Pfeiler von oben nach unten in den Abständen von je 7,64 und in einem Abstande von 5 m durch wagrechte Gitterstäbe verbunden und innerhalb der so gebildeten paralleltrapezförmigen Felder durch gekreuzte Diagonalen aus Flacheisen ausgesteift sind (F. 14). Die beiden Ständer des abgebildeten Pfeilers besitzen einen zusammengesetzt I-förmigen, an den Enden und an den Anschlüssen der Horizontalen geschlossenen, zwischen denselben offenen Quersehnitt, bei welchem die Stehbleche durch Gitterstäbe ersetzt werden, und sind zur Vermehrung ihrer Knickfestigkeit von deren Enden nach ihrer Mitte hin auf 110 cm auseinandergespreizt. Nach ihren Enden hin sind die Ständer der Ermäßigung des Druckes wegen durch schuppenartig aufeinander gelegte Bleche allmählich verstärkt und endigen oben und unten in schmiedeiserne, mittels je zweier Winkeleisen angeschlossene Gurtplatten. An den durchbrochenen Teilen treten an die Stelle der durchgehenden Platten 19 cm breite, 13 cm starke, durch Laschen mit ihnen verbundene Flacheisen, an welche die gekreuzten Gitterstäbe teils von vorn, teils von hinten angenietet sind. Die zweiteiligen Horizontalen bestehen aus je zwei Winkeleisen und einerseits aufgenieteten Gitterstäben, die zweiteiligen Diagonalen aus je zwei Flach-Eisen, welche mittels vorstehender, von aufsen aufgenieteter Laschen an die Ständer angeschlossen sind (F. 21, 22).

Fig. 33 a.

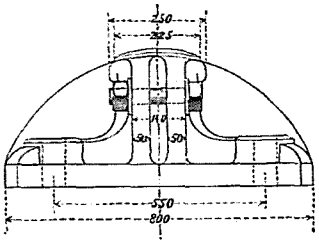


Fig. 34.

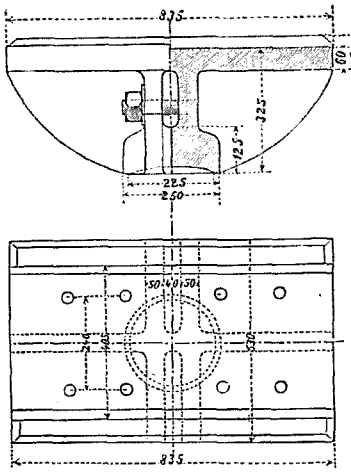
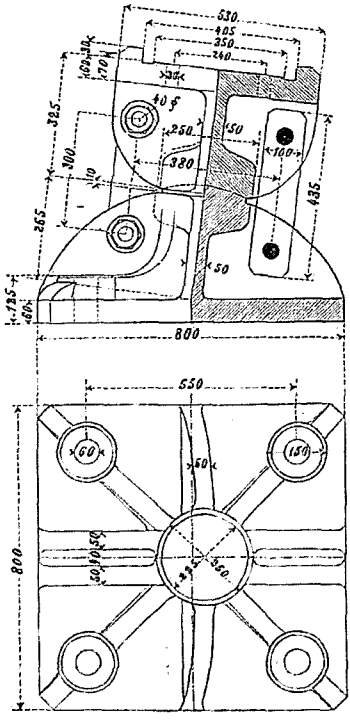


Fig. 33 b.



Die Ständer ruhen auf zweiteiligen, in den Textfiguren 33 a, 33 b und 34 dargestellten Kugellagern, welche sich in zwei Kugelflächen von 0,24 m Radius, wovon die obere konkav, die untere konvex ist, berühren und zur Vermeidung eines Abhebens der Ständer von dem unteren Lager durch je zwei oben und unten durch Schrauben angeschlossene Flacheisenstücke verbunden sind. Der obere Teil des Kugellagers besteht oben aus einer gufseisernen versteiften, mit dem unteren verbreiterten Ständerende durch je 8 Bolzen versehraubten Platte, unten aus dem kugelförmig vertieften Teile, wobei diese Teile durch Kreuzrippen verbunden sind. Letztere sind parallel zur Viaduktachse einfach und normal zu derselben doppelt, um die zuvor erwähnten Flacheisenstücke zwischen sich aufnehmen zu können. Der untere Teil des Kugellagers besteht oben aus dem kugelförmig konvexen Teile, unten aus der mit vier Bolzengehäusen versehenen Grundplatte, welche wie bei dem oberen Teile

des Kugellagers durch Kreuzrippen verbunden sind. Die Grundplatten sind durch je vier Steinschrauben, wovon zwei kürzer, zwei länger sind, bezw. mit dem Unterlagquader und dem Fundamentmauerwerk fest verankert.

Eine etwas abweichende Anordnung haben die Pfeiler des im Jahre 1883/84 in der sächsischen Staats-Eisenbahn erbauten eingleisigen Viadukts über das Oschützbach-Thal bei Weida[28]) erhalten. Aufser zwei überwölbten Öffnungen von je 6 m Spannweite an den Enden besitzt dieser Viadukt drei gröfsere Öffnungen von 32,5, 36 und 32,5 m und drei kleinere Öffnungen von je 18 m Stützweite, welche mit kontinuierlichen Fachwerkträgern überspannt sind. In den ersteren sind zwei Pendelpfeiler von 16 und 20 m, in den letzteren zwei solche von je 8,23 m Höhe enthalten, während sich zwischen den kleineren und gröfseren Öffnungen ein steinerner, 16 m hoher, im Mittel 4 m breiter und 5,8 m starker Zwischenpfeiler befindet, worauf die Dilatationsvorrichtungen der Träger und der Fahrbahn lagern. Die Pendelpfeiler des Oschützthal-Viadukts sind wie diejenigen der norwegischen Viadukte in den Stirnen von ihren Enden nach ihrer Mitte hin allmählich auseinandergespreizt, unterscheiden sich aber von diesen durch andere Anordnung ihrer Windverbände und Querschnitte. Die Ständer der 16, 20 und 8,23 m hohen Pendelpfeiler haben in deren Laibungen bei einem dem Abstande der Trägermittel gleichen Abstand ihrer Achsen oben von 2,5 m einen Abstand derselben unten von bezw. 6, 7 und 5 m, mithin eine Neigung von bezw. 1:9, 1:9 und 1:6,4 erhalten, während dieselben in der Mitte ihrer Stirnen eine Stärke von bezw. $\frac{1}{26}$, $\frac{1}{26}$ und $\frac{1}{27}$ ihrer freien Länge besitzen. Diese Ständer sind nur oben und unten durch ausgesteifte Horizontalen, zwischen denselben durch steif konstruierte, in jedem Gesehofs sich einmal kreuzende Diagonalen verbunden. Die Ständer der 16 und 20 m hohen Pfeiler haben rechteckigen, aus je 2 Platten und je 4 Winkeleisen gebildeten, diejenigen der 8,23 m hohen Pfeiler röhrenförmigen, aus je 4 Quadrant-Eisen mit flachen Fülleisen zusammengesetzten, in der Laibung gleichbreiten Querschnitt erhalten.

Jedes der die Bewegung der Pfeiler in der Richtung der Brückenachse gestattende obere und untere gufsstählerne Ständerlager, s. Textfig. 35 bis 37 und Textfig. 38 bis 44, S. 48, besteht aus drei unter sich und dadurch zugleich mit den Ständern fest verbundenen Teilen: der Lagerplatte, dem Balancier und dem von demselben umfafsten, cylindrisch abgedrehten Gelenkbolzen. Balancier und Lagerplatte sind, mit Ausnahme der Fufslager der 16 und 20 m hohen Pendelpfeiler, unter sich durch je zwei schmiedeiserne, über halbkreisförmige vorspringende Nasen gelegte Ringe verbunden. An die Balanciers sind kurze rechteckige und cylindrische Stutzen angegossen, welche bezw. in die hohen und in die niedrigen Ständer gesteckt und mit denselben fest verschraubt sind. Um den Druck auf die Balanciers gleichförmig zu verteilen, sind die Säulenquerschnitte glatt gehobelt und Bleifutter eingelegt, sodafs die Befestigungsschrauben der Stutzen und Ständer bei der Drucktibertragung nicht in Anspruch genommen werden. Um die Reibungswiderstände, welche die Drehung der Pendelpfeiler erschweren, möglichst zu vermindern, sind die oberen Gelenkbolzen der grofsen Pendelpfeiler nur 8 cm, die unteren 10 cm, diejenigen der kleinen Pendelpfeiler 7 cm stark ausgeführt und sämtlich genau cylindrisch abgedreht. Der durch die gröfste Belastung erzeugte Druck auf die Gelenkbolzen beträgt 425 kg für den qcm, welchem ein Druck in den Lagerplatten und Balanciers von 2000 kg auf den qcm entspricht. Um den Pendelpfeilern die infolge der Längenveränderungen ihres Stabwerks bei Temperaturwechsel normal zur Brückenachse

[28]) Vergl. Der Civilingenieur 1887, S. 307 ff.

Fig. 35.

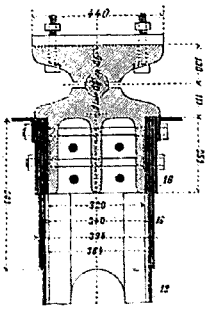


Fig. 36.

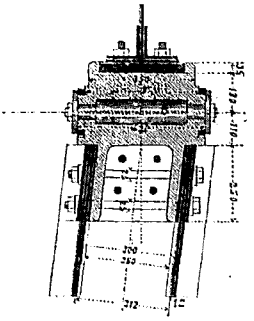


Fig. 37.

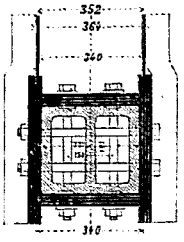


Fig. 40.

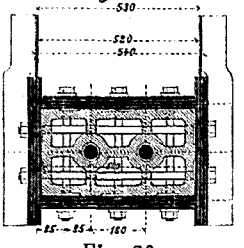


Fig. 38.

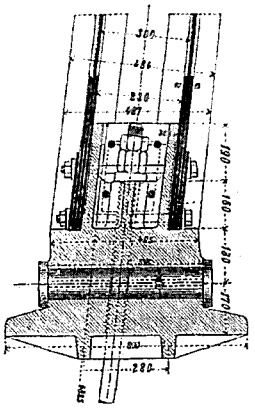


Fig. 39.

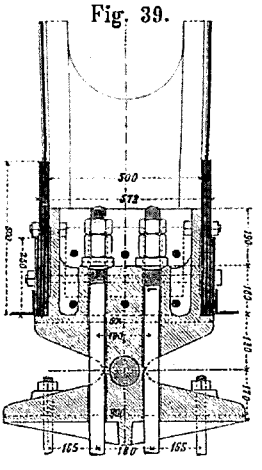


Fig. 41.

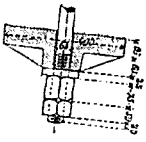


Fig. 42.

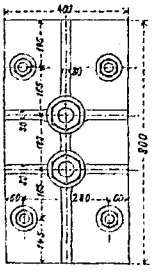


Fig. 43.

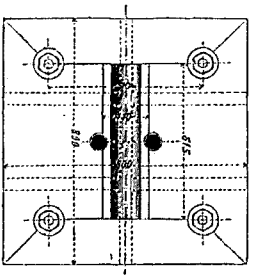
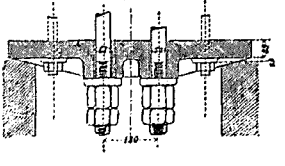


Fig. 44.



eintretenden Bewegungen zu gestatten, ist je ein Lager an dem Bolzen mit einem kleinen seitlichen Spielraum versehen.

Damit die ganzen Pendelpfeiler bei Sturm nicht von den Lagern abgehoben werden können, sind deren Ständer durch je zwei 50 mm starke schmiedeiserne Rundstäbe, welche von dem Balancier bis zur Ankerplatte reichen, mit dem Fundamentmauerwerk der Pfeiler fest verankert, welches aus einem Aufsen von Hausteinen, innen von Bruchsteinen umkleideten Cementbetonkörper besteht. Damit diese Anker zeitweise herausgenommen und untersucht werden können, ist in den Beton eine gufseiserne Röhre von 30 cm Durchmesser eingesetzt, während die erwähnten Ankerplatten durch Ankerkammern zugänglich sind. Zur Übertragung des durch den Winddruck erzeugten Zuges von dem Ständer auf den Balancier genügt die oben erwähnte Verschraubung des Ständerfufses mit dem in ihn eingeschobenen Stutzen des Balanciers. Die Lagerplatten der Fufslager der beiden kleinen Pendelpfeiler sind durch je zwei 2,5 m lange, 2,5 cm starke Ankerstangen mittels Ankerplatten und Splinten mit dem aus Bruchsteinen und Cementmörtel hergestellten Fundamentmauerwerk verbunden, während zur Übertragung des durch Winddruck zwischen Balancier und Lagerplatte entwickelten Zuges die bereits erwähnten zwei aufgeschobenen schmiedeisernen Verbindungsringe genügen.

§ 9. Die eisernen Turmpfeiler.

Diese gewöhnlich in der Form abgestumpfter vierseitiger Pyramiden mit gegliederten Wandungen angewandten eisernen Turmpfeiler sind in Höhen von 20 bis 125 m zur Ausführung gelangt. Bei eingleisigen Viadukten werden nur vier Eckständer (T. IV, F. 1 bis 5), bei zweigleisigen meist eine Mittelwand mit zwei geneigten, durch Fachwerk verbundenen Zwischenständern angewandt (T. IV, F. 6 bis 9), wobei die Ständer sämtlich mit dem Sockelmauerwerk verankert werden.

Von dem Abstande zwischen der Brückengradiente und der oberen Begrenzungslinie der erforderlichen lichten Höhe der Brückenöffnung, der sog. Konstruktionshöhe, sowie von der zweckmäfsigsten, mit der Spannweite l wachsenden Trägerhöhe $h = \alpha l$ hängt es wesentlich ab, ob die Verkehrsbahn auf oder ob sie zwischen die Träger zu legen ist. Wenn die Konstruktionshöhe $c < \alpha l$, worin bei eisernen Balkenträgern α zu $^1/_6$ bis $^1/_{10}$, im Mittel also zu $^1/_8$ anzunehmen ist, so hat man einen Überbau mit unten liegender Brückenbahn anzuordnen. Ist dagegen $c > \alpha l$, so läfst sich die Brückenbahn entweder auf Parallelträger, in welchem Falle die Pfeilerhöhen mindestens um die Trägerhöhe vermindert werden, oder ebenfalls zwischen diese Träger legen, in welchem Falle die Pfeiler bis zur Brückenbahn aufzuführen sind. Da unter übrigens gleichen Umständen die Pfeiler umso stabiler werden, je niedriger sie sind, ein Überbau mit unten liegender Brückenbahn aber auf jenen erhöhten Pfeilern sicherer ruht, so ist in jedem einzelnen Falle zu untersuchen, welche von den beiden letztgenannten Anordnungen in statischer und ökonomischer Beziehung die vorteilhaftere ist. Den gleichzeitigen Vorteil einer direkten Lagerung des Brückenüberbaues auf den Pfeilern und einer möglichst tiefen Lage seines Schwerpunktes gewähren alle unter die Brückenbahn gelegten Trapezträger oder Polygonalträger, deren Enden an dem Pfeilerkopf befestigt sind, oder mittels einerseits fester, andererseits beweglicher Lager auf demselben ruhen.

Die Stützweite eingleisiger Brücken, deren normaler Trägerabstand b bei auf den Trägern ruhender Brückenbahn 2 bis 3, im Mittel 2,5 m, bei zwischen den Trägern ruhender Brückenbahn 4,5 bis 4,75, im Mittel 4,63 m beträgt, kann zum Zwecke genügender Horizontalversteifung durchschnittlich $l = 10 . b$, also in ersterem Falle zu rund 30, in letzterem Falle zu rund 50 m angenommen werden. Im allgemeinen werden zur Beförderung der Stabilität eiserner Brücken ihre Stützweiten umso geringer angenommen, je höher ihre Pfeiler sind. Die ökonomisch vorteilhaftesten Trägerhöhen können annähernd zu $h = \frac{l}{8}$, also für die Spannweite von 30 m zu 3,75 m und für die Spannweite von 50 m zu 6,25 m angenommen werden. Diese Angaben gelten auch für zweigleisige Brücken, deren Gleise von je zwei Trägern derart unterstützt werden, dafs ihr Überbau aus zwei nebeneinander liegenden, eingleisigen Überführungen besteht, deren beide innere Träger auf einer lotrechten, gegliederten Zwischenwand des Pfeilers ruhen. Setzt man die Träger auf jedem Pfeiler ab, so werden, wenn nicht Schwierigkeiten bei der Gründung dies verhindern, gleiche Stützweiten die Ausführung wesentlich vereinfachen, während man bei Anwendung kontinuierlicher Träger das in Bezug auf den Materialverbrauch zweckmäfsigste Verhältnis der Öffnungen zu Grunde legt, welches bei Brücken mit drei Öffnungen nahe 7:8:7, bei solchen mit vier Öffnungen nahe 9:10:10:9 beträgt.

Bei eisernen Brücken, welche über Thäler mit festen Thalwänden führen, läfst man die Höhen der Pfeiler von der Mitte nach den Enden hin gewöhnlich nach ganzen Pfeilergeschossen abnehmen, wobei man an besonders steilen Thalwänden selbst den Eckpfosten eines und desselben Turmpfeilers abnehmende Höhen giebt. Die Fundamente und Sockel der Turmpfeiler werden bei nicht allzugrofsen Abständen der Eckpfosten einteilig, bei gröfseren Abständen, besonders bei festem, felsigen Baugrund, mehrteilig aus Mauerwerk hergestellt. Den eisernen, im Grundrifs meist rechteckigen Pfeileraufsätzen giebt man zur Vermehrung ihrer Stabilität geneigte Seitenwände, wobei die Stirnwände in den meisten Fällen eine gröfsere Neigung als die Laibungswände und zwar bezw. eine solche von $^1/_{12}$ bis $^1/_6$ gegen $^1/_{48}$ bis $^1/_{24}$ erhalten.

Die obere Breite der Stirnwände hängt von dem zur Lagerung der Träger erforderlichen Raum ab und beträgt bei abgesetzten Trägern, welche je zwei Lager mit einem Mittelabstand von $a = 0{,}4\,l$ erfordern, bezw. a bis $a + 0{,}5$ m und $a + 0{,}5$ bis $a + 1$ m, je nachdem man die Trägerenden unmittelbar auf die Ständerköpfe oder auf die Querverbindungen der letzteren legt, bei fortgesetzten (kontinuierlichen) Trägern, welche nur je ein Lager bedürfen, 1 bis 1,5 m. Die obere Breite der Laibungswände richtet sich nach der Mittelentfernung ihrer Träger und beträgt bei einem Abstande der Träger von 2,5 bis 3 m für eine auf den Trägern und bei einem solchen von 4,5 m für eine zwischen den Trägern befindliche eingleisige Brückenbahn 2,5 bis 3,5 m, wenn man die Trägerenden unmittelbar auf die Ständerköpfe und 4,5 bis 4,75 m, wenn man die Trägerenden auf die zwischen letztere eingeschalteten Querverbindungen legt.

Bei eingleisigen Brücken werden, wie bereits erwähnt, zur Zeit stets nur vier geneigte Eckständer, bei zweigleisigen Brücken meist noch eine Mittelwand mit zwei geneigten, durch Fachwerk verbundenen Zwischenständern eingeschaltet. In beiden Fällen werden sämtliche Ständer mit dem Sockelmauerwerk, bei kleinen Pfeilern fest oder, wie bei Pfeilern mit breiter Basis so verankert, dafs ein Ständerfufs feststeht, während die übrigen Ständerfüfse, den Längenveränderungen des Slabwerks der Pfeiler entsprechend, sich mittels ovaler Ankerbolzenlöcher in ihren Fufsplatten verschieben können.

Die Anordnung der Turmpfeiler in ihrer Laibung hängt wesentlich von deren Höhe sowie von den Querschnittsabmessungen und der Form ihres Überbaues ab. Bei gleicher Höhenlage der Brückenbahn und bei Anwendung gleichhoher Parallelträger werden die Turmpfeiler um die Trägerhöhe höher oder niedriger, je nachdem die Brückenbahn bezw. unten oder oben liegt, s. Textfiguren 45 und 46. Über den Vorzug der ersteren oder letzteren Anordnung entscheidet in ökonomischer Beziehung der Vergleich des für die gröfsere Höhe und Stärke des Pfeilers einerseits und des für den zur Sicherung der Stabilität des Überbaues nötigen Querverband der Träger andererseits erforderlichen Kostenaufwandes. Bei Anwendung von Fischbauchträgern, siehe Fig. 47, bedürfen unter übrigens gleichen Umständen die Pfeiler zwar jener gröfseren Höhe, die Stabilität der Träger aber ist an und für sich gröfser und erfordert deshalb einen weniger kostspieligen Vertikal-Querverband als die Anordnungen mit Parallelträgern.

Fig. 45.

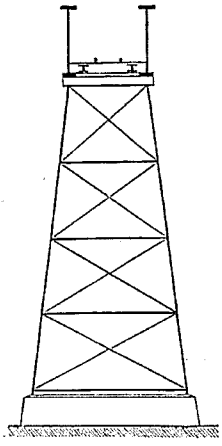


Fig. 46.

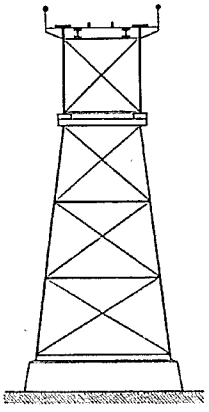
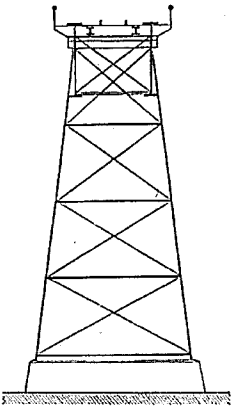


Fig. 47.



Die Querschnittsabmessungen der Eisenbahn-Viadukte hängen von der Spurweite s, welche für normalspurige Bahnen 1,435 m, abgerundet 1,5 m beträgt, von der Bankettbreite b, welche zwischen 1,25 und 1,5 m schwankt, und von dem Normalprofil des lichten Raumes ab, welches für deutsche Bahnen eine gröfste lichte Breite und Höhe von bezw. 4 und 4,8 m vorschreibt. Bei Eisenbahn-Viadukten mit oben liegender Brückenbahn erhalten die Brüstungen aus Sicherheitsrücksichten meist einen Abstand von 4,5 m, während man den Mitten der Hauptträger einen Abstand t von 2,5 bis 3,75 m, wenn

sie eingleisig, und von 5 bis 6 m giebt, wenn sie zweigleisig sind. Bei Eisenbahn-Viadukten mit zwischen die Hauptträger eingeschalteter Brückenbahn hängt sowohl der Abstand a der Langträger und t der Hauptträger von der Spurweite s, sowie von Form und Mafs jenes Normalquerprofils ab, während insbesondere bei der normalen Spurweite $s = 1{,}5$ m der Abstand a der Langträger 1,5 bis 2 m und der Abstand t der Hauptträger mit Einschluss ihrer Breiten und Querausteifungen 4,5 bis 4,75 m bei eingleisigen und 8 bis 8,25 m bei zweigleisigen Viadukten beträgt.

Die Querschnittsabmessungen der Strafsen-Viadukte hängen hauptsächlich von der erforderlichen Breite f der Fahrbahn, welche für je zwei sich ausweichende Fuhrwerke 4,5 bis 5,5 m beträgt, sowie von der nötigen Breite b der Fufsbahnen ab, welche für zwei sich begegnende Fufsgänger je 1,25 bis 1,50 m beträgt. Hiernach ergiebt sich die Mittenentfernung t der Hauptträger zu 7,5 bis 9,0 m, wenn beide Verkehrsbahnen ausnahmsweise zwischen denselben und zu je 5 bis 6 m, wenn nur die Fahrbahnen innerhalb, die beiden Bankette dagegen aufserhalb derselben angeordnet werden sollen.

Stellt man die vorstehend gemachten Angaben zusammen, so erhält man für die Turmpfeiler ein- und zweigleisiger Eisenbahnbrücken mit Normalspur und Strafsenbrücken mit Fahrbahn nebst je zwei Banketten mit der gröfsten Höhe k von der Brückenbahn bis zum Sockel zur annähernden Ermittelung ihrer Hauptabmessungen die nachstehende Tabelle.

No.	Bezeichnung der Brücke.	Lage der Brückenbahn.	Trägerabstand t in m.	Stützweite l	Trägerhöhe h	Lagerabstand a	Breite der Stirnwand oben b^o	Breite der Stirnwand unten b_u	Breite der Laibungswand oben b^o	Breite der Laibungswand unten b_u
1	Eingleisige Brücke	oben	2 bis 3	$10.t$	$\frac{l}{7}$	$0{,}04.l$	a bis $a+0{,}5$	$b^o+\frac{1}{12}k$	t bis $t+0{,}5$	$b^o+\frac{1}{6}k$
		unten	4,5 „ 4,75							
2	Zweigleisige Brücke	oben	5 „ 5,5	$10.t$	$\frac{l}{8}$	$0{,}05.l$	a bis $a+0{,}6$	$b^o+\frac{1}{14}k$	t bis $t+0{,}6$	$b^o+\frac{1}{7}k$
		unten	8 „ 8,5							
3	Strafsenbrücke	oben	5 „ 6,0	$10.t$	$\frac{l}{9}$	$0{,}04.l$	a bis $a+0{,}5$	$b^o+\frac{1}{15}k$	t bis $t+0{,}5$	$b^o+\frac{1}{10}k$
		unten	7,5 „ 9,0							

Nach dieser Darlegung der allgemeinen Anordnung, welche die Turmpfeiler heutzutage zu erhalten pflegen, ist die besondere Konstruktion derselben zu besprechen. Dieselbe gestaltet sich sehr verschieden, je nachdem dieselben aus Gufseisen, aus Gufseisen in Verbindung mit Schmiedeisen oder aus Schmiedeisen allein herzustellen sind. Die gufseisernen und die gemischteisernen Turmpfeiler sind, wie bereits an anderer Stelle hervorgehoben ist, als veraltet zu bezeichnen, es soll deshalb bei ihren Einzelheiten nicht lange verweilt werden.

I. Die gegliederten gufseisernen Turmpfeiler sind in der Form von hohlen Kegeln und von hohlen Pyramiden ohne oder mit Strebewänden zur Ausführung gelangt.

1. Die gegliederten gufseisernen Kegel- und Pyramidenpfeiler, welche früher zur Unterstützung besonders der Ketten und Kabel von Hängebrücken verwendet wurden, waren bei den Kegelpfeilern aus durchbrochenen konischen Trommeln (Brücke über die Maas bei Seraing und Brücke über die Dordogne bei Cubzac), bei den Pyramidenpfeilern aber aus durchbrochenen Platten mit Hilfe von Flantschen und Bolzen zusammengesetzt, wovon u. a. die Pilonen der Brücke über die Ruhr bei Mülheim ein Beispiel geben.[29]) Diese Pfeilergattungen bestehen aus einem zur Aufnahme der vom

[29]) Abbildungen findet man u. a. in der ersten Abteilung dieses Werkes T. XXVI, F. 17 (Brücke bei Seraing) und T. XXVII, F. 7 (Brücke bei Mülheim), sowie in der vierten Abteilung desselben T. II, F. 1 bis 3 (Brücke bei Seraing) und T. II, F. 13 bis 15 (Brücke bei Cubzac).

Überbau berührenden Belastung bestimmten, massiven kreuzförmigen oder hohlen cylindrischen Mittelständer und einem zur Aufnahme der vom Windstofs erzeugten Momente dienenden Mantel, welche in lotrechten, meist der ganzen Höhe oder der ganzen und halben Höhe einer Trommel entsprechenden Abständen durch radiale bezw. kreuzförmig angeordnete Horizontalbänder verbunden sind. Die letzteren werden bei dem Mantel an die Verbindungsflantschen oder an besondere angegossene Ansätze der Trommeln, bei dem Mittelständer an wagrechte angegossene, meist kreisförmige Scheiben angeschraubt und, um einen möglichst allseitigen Anschlufs zu bewirken, in je zwei aufeinanderfolgenden, wagrechten Verbindungsebenen gegeneinander so versetzt, dafs sie z. B. bei dem vierseitigen Pyramidenpfeiler das einemal parallel zu dessen Wandungen, das anderemal diagonal angeordnet sind. Bei sehr hohen Kegelpfeilern (Cubzac) ist dieser horizontalen noch eine von dem Fufse bis zum Scheitel durchgehende vertikale Versteifung hinzugefügt, welche in einem System von Diagonalen besteht, die an besondere Gufslappen einerseits der Trommeln, andererseits des Mittelständers angeschraubt sind. Die Pfeiler ruhen auf einer durchgehenden oder etwas durchbrochenen gufseisernen, mit dem Pfeilermauerwerk verankerten Unterlagplatte, an welche die unterste, unten mit einem starken Flantsch versehene Trommel entweder mittels besonderer Schrauben oder mittels jener Ankerschrauben angeschraubt ist. Obwohl derartige Pfeiler meistens einen ästhetisch vorteilhaften Eindruck machen, so werden sie doch gegenwärtig bei Hängebrücken allgemein durch steinerne oder schmiedeiserne Pilonen ersetzt.

2. Die verstrebten gegliederten gufseisernen Turmpfeiler. Diese Konstruktion, bei welcher eine vierseitige Pyramide oben die zur Unterstützung der Träger gerade erforderliche Breite und Tiefe, im übrigen einen nur mäfsigen Anlauf, dafür aber je zwei in den vier Ebenen der Pyramidenwände liegende, dreieckig gestaltete, gegliederte Strebenwände besitzt, ist u. a. bei dem auf T. III, F. 1 bis 6 dargestellten, im Jahre 1853 bis 1856 von Etzel erbauten Viadukt über die Sitter bei St. Gallen zur Ausführung gekommen.

Die Seitenwände der erwähnten Pyramide sind aus durchbrochenen Gufsplatten mit I-förmigem Querschnitt mittels Schrauben zusammengesetzt, während die zur Brückenachse parallelen und senkrechten Strebenwände aus paralleltrapezförmigen Platten mit bezw. T-förmigem und I-förmigem Querschnitt bestehen, welche in den Ecken der Pyramide miteinander verschraubt und an den geneigten Aufsenkanten durch U-förmige, mit versetzten Fugen (F. 4 u. 5) an dieselben geschraubten Gufsstücke verstärkt sind. Zur Herstellung des aus F. 6 ersichtlichen Horizontalverbandes sind gufseiserne, im Querschnitt kreuzförmige Bänder mit flachen Enden an gufseiserne Lappen angeschraubt, welche zu diesem Zweck an die entsprechenden Stellen der verstrebten Gufsplatten angegossen sind. Die Pfeiler ruhen auf einer starken, ihrem Querschnitt entsprechenden Unterlagplatte von der Form eines vierfachen Kreuzes, dessen acht nach aufsen gerichtete Arme an den Enden durch starke Anker mit dem Sockelmauerwerk verbunden sind, während die erhöhte, mit Flantschen versehene Mittelrippe derselben zum Anschlufs der untersten Platten des Pfeilers dient (s. F. 4 bis 6). Den Kopf des Pfeilers bilden weniger durchbrochene, vorn profilierte, aufsen mit konsolenartigen Vorsprüngen versehene, in F. 3 dargestellte Platten, worauf die Träger der eingleisigen Gitterbrücke ruhen.

Da in den Pyramiden- und Strebewänden dieser Pfeiler ein Diagonalverband fehlt, so haben vorzugsweise die Flantschen ihrer paralleltrapezförmigen Platten diejenige Verschiebung zu verhindern, auf welche durch starke Windstöfse hingewirkt wird. Da der bei weitem gröfsere Teil der Eisenmasse in dem Pfeilerkern angehäuft ist, so widersteht dieselbe wohl einem Druck, aber nicht einer Anspruchnahme durch Biegung, welche sich in den Aufsenkanten der Strebepfeiler verhältnismäfsig stark entwickelt. Hierzu kommt noch die Schwierigkeit der Ausführung dieser Pfeiler beim Aufeinandersetzen der Platten, welche bei dem Sitter-Viadukte mit Hilfe des Meifsels und unter

Anwendung von ungünstig auf das Gufseisen einwirkendem Mastix bewirkt werden mufste. Auch diese Pfeiler haben den massiv aus Stein oder den aus dem elastischeren Schmiedeisen konstruierten weichen müssen.

II. Die gemischteisernen Turmpfeiler. Diese Pfeiler sind teils als Eisenkonstruktionen auf Mauerwerk, mit welchem sie verankert sind, teils als Eisenkonstruktionen auf eingerammten eisernen Grundpfählen zur Ausführung gelangt.

1. Gemischteiserne Turmpfeiler auf Mauerwerk. Bei diesen bereits in den fünfziger Jahren auftretenden Konstruktionen ging man von dem z. B. bei dem Crumlin-Viadukt bei Newport in Süd-Wales[30]) angewandten, sechseckigen und dem z. B. bei dem Cère-Viadukt in der Orleans-Bahn angewandten, achteckigen Grundrifs und einer gröfseren Anzahl von Pfeilersäulen, welche z. B. in ersterem Falle vierzehn, in letzterem Falle acht betrug, später zu dem einfacheren rechteckigen Grundrifs und zu einer möglichst geringen Zahl von Pfeilersäulen über. Die im Jahre 1850 begonnenen, von Liddle und Gordon ausgeführten, den Ausgangspunkt aller dieser Pfeilerkonstruktionen bildenden, bis 53 m hohen gemischteisernen Pfeiler des Crumlin-Viaduktes bei Newport in Süd-Wales haben je 14 gufseiserne Säulen mit gufseisernen Querverbindungen erhalten, während die Ausführung der so gebildeten wagrechten Geschofs- und geneigten Wandfelder durch schmiedeiserne Diagonalkreuze bewirkt ist. Nur die beiden mittleren oder Kernsäulen haben eine lotrechte Stellung, alle übrigen eine Neigung von etwa $\frac{1}{10}$, $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{35}$ ihrer Höhe erhalten.

Den ersten rechteckigen Grundrifs wandte Etzel bei dem im Jahre 1857/62 erbauten, auf T. III, F. 7 bis 15 dargestellten Viadukt über die Saane bei Freiburg an. Derselbe besitzt, wie F. 9 zeigt, zehn äufsere und zwei innere, also zwölf gufseiserne Pfeilersäulen, zwischen welche in den je vier geneigten Wandebenen Gitterwerk, sowie in horizontalen, den einzelnen Geschossen entsprechenden Ebenen Fachwerk, beides aus gewalzten Stäben, eingefügt ist.

Dieser auf gemauerten Sockeln von 3 bis 32 m Höhe ruhende, 43,23 m hohe, zwischen den äussersten Säulenachsen unten 10 m breite und 6,2 m tiefe, oben 6,27 m breite und 4,28 m tiefe Pfeilerbau, dessen zwölf Säulen mit einer Neigung von $\frac{1}{23,2}$ bis $\frac{1}{42,8}$ gegeneinander gestellt sind, steht auf gufseisernen, 60 cm hohen, durch je 3,5 cm dicke Rippen verstärkten, aus 16 Teilen mittels acht 3 cm starker Bolzen zusammengeschraubten Sohlstücken, welche mittels zwischengelegter Bleiplatten auf jenen Steinsockeln ruhen. Jede Säule ist aus elf, 3,8 m im Mittel langen Röhrenstücken von 24 cm äufserem Durchmesser und 3,2 cm Wandstärke (T. III, F. 12 u. 13) mittels 5 cm dicker Flantschen und je vier 4 cm starker Bolzen zusammengesetzt und zur Vermehrung ihrer Steifigkeit sowie zur Erleichterung ihrer Verbindung mit dem Gitterwerk mit vier T-förmigen Rippen von 3 cm Stärke versehen. Zur wagrechten Verbindung der Säulen dienen im Querschnitt kreuzförmige, aus je vier Winkeleisen von 8 cm Schenkellänge und 1 cm Stärke zusammengesetzte Druckstangen und aus Flacheisen von 10 cm Breite und 1 cm Stärke konstruierte Gitterwerke im Äufseren nebst Diagonalverbindungen im Inneren des Pfeilers (T. III, F. 14 u. 15), wozu ferner von zwei zu zwei Röhrenstücken, also in Abständen von 7,65 m im Mittel wagrechte, aus im Querschnitt U-förmigen Stäben von 10 cm Steglänge und 4 cm Flantschbreite bestehende Diagonalkreuze kommen. Am oberen Ende tragen die Pfeiler gufseiserne, 60 cm hohe, wie jene Sohlstücke konstruierte und zusammengesetzte Rahmen (T. III, F. 10 u. 11), welche die als Unterlage für den eisernen Überbau dienenden hölzernen Bohlstücke aufnehmen.

Die Zahl der Tragsäulen finden wir bei dem Ende der 50er Jahre in der Durham Süd- und Lancashire-Eisenbahn bei Brough in Westmoreland von Thomas Bouch erbauten Beelah-Viadukte (T. III, F. 27 bis 41) und bei dem ihm nachgebildeten, in

[30]) Vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 232 u. S. 401.

derselben Linie erbauten Deepdale-Viadukte[31]), bei welchen der rechteckige Grundrifs beibehalten ist, bereits auf 6 reduziert.

Die 15 Pfeiler des Beelah-Viaduktes, welche Träger von rund 18,30 m Spannweite unterstützen, besitzen verschiedene Höhen. Der in F. 27 u. 28 dargestellte gröfste derselben erreicht eine Höhe von 45,72 m mit Ausschlufs des Säulenfufses und enthält 10 Etagen von gleicher Höhe, welche aus je sechs Röhrenstücken von 4,572 m Länge, je 7 gufseisernen Horizontalen und je 9 Paar schmiedeiserner gekreuzter Diagonalen in den 7 Feldern der Aufsen- und Zwischenwände und in den beiden Feldern der durch jene Horizontalen gelegten Ebene bestehen. Die Säulenstücke haben sämtlich einen äufseren Durchmesser von 30,5 cm bei einer von unten nach oben abnehmenden Wandstärke von 3,2 zu 2,2 cm und sind mittels starker, durch Rippen versteifter Flantschen und Bolzen in der durch F. 31, 32 dargestellten Weise zusammengesetzt. Die im Querschnitt I-förmigen Horizontalen (F. 36 bis 40) sind an den Enden mit angegossenen Sektoren und Flantschen versehen, mittels deren sie zwischen zwei Ansätzen der Säule einen Teil derselben umschliefsen und bezw. durch Bolzen mit ihr verbunden sind. An die inneren Sektoren sind auch die Lappen angegossen, woran die den Horizontalverband bildenden, aus Flacheisen bestehenden Diagonalen durch doppelte, etwas gekröpfte Laschen (F. 29) angeschraubt sind. Zum Anschlufs der in den Ebenen der Aufsen- und Innenwände befindlichen, aus Flacheisen bestehenden Diagonalen sind jene Horizontalen an den Enden mit Schlitzen versehen, in welche die Enden dieser Diagonalen gesteckt und mittels doppelter Keile regulierbar befestigt sind.

Die Pfeiler der in den Jahren 1864/65 von Nördling erbauten Eisenbahn-Viadukte[32]), wovon der eine, zweigleisige, in Bousseau d'Ahun die Bahn von Montluçon nach Limoges über das Creuse-Thal, der andere, eingleisige, die Bahn von Figeac nach Aurillac über den Cère-Flufs führt, sind im allgemeinen denen der Saane-Brücke nachgebildet, nur ist die mittlere Tragsäulenreihe weggelassen.

Der in den Jahren 1868/69 von Nördling in der Linie Commentry-Gannat erbaute eingleisige Viadukt über die Bouble (T. III, F. 16 bis 26) enthält 6 Öffnungen von je 50 m Weite von Mitte zu Mitte der Pfeiler. Jeder der letzteren bildet eine vierseitige abgestumpfte Pyramide mit vier gufseisernen Tragsäulen, an welche sich unten je zwei konkav gebogene, ebenfalls aus gufseisernen Röhren zusammengesetzte Streben anschliefsen. Die auf diese Weise ein lang gestrecktes Aebteck bildende Basis (F. 17) ruht auf einem entsprechend geformten gemauerten Sockel, mit welchem die einzelnen Säulen und jene Streben verankert sind. In der Pfeilerachse befindet sich noch eine hohle gufseiserne Spindel von 25 cm äufserem Durchmesser, welche einer zur Verbindung der Thalsohle mit dem Bahnplanum dienenden, von der Langseite des Sockels her zugänglichen Wendeltreppe zum Anschlufs dient, auf einer gufseisernen, durch Rippen verstärkten, durchbrochenen Gufsplatte steht (F. 25 u. 26), und mit dieser durch Flantschen und Bolzen fest verbunden ist.

Die vier geraden Tragsäulen bestehen aus je 5 m langen, durch Flantschen und je 8 Bolzen verschraubten Röhrenstücken (F. 23 u. 24) mit je zwei angegossenen Lappen und angeschraubten Knotenblechen, an welche die in den beiden anschliefsenden Pfeilerwandebenen befindlichen, im Querschnitt bezw. T-förmigen und U-förmigen Horizontalen und gekreuzten Diagonalen angenietet sind. Die in den rechteckigen Ebenen jener Horizontalen befindlichen, im Querschnitt U-förmigen Diagonalen sind mittels kurzer, durch die Säulen gesteckter, flach ausgeschmiedeter Rundeisen angeschlossen, welche innen an ihre Enden angenietet, aufsen mit Schraubenmuttern versehen sind, wodurch die erforderliche Diagonalspannung erzeugt wird. Die Verbindung dieser Diagonalen, deren Stege sich in der Mitte berühren, mit der erwähnten Treppenspindel, welche von ihnen durchsetzt wird, ist durch je vier Schrauben und durch die Flantschen bewirkt (F. 19 u. 20), mittels deren die einzelnen Spindelstücke zugleich untereinander verbolzt sind. Der Anschlufs der erwähnten gebogenen Streben an die geraden Tragsäulen ist oben mittels dreieckiger Zwickel, unten mittels Stäben bewirkt, deren Anordnung aus F. 16 u. 18 hervorgeht. Die

[31]) Vergl. Humber, a. a. O. S. 207.

[32]) Vergl. Nördling. Sur les piles en charpente métallique des grands viaducs. Ann. des ponts et chaussées. 1864, II.; auch Benedict. Über Brückenpfeiler aus metallischem Zimmerwerk. Allg. Banz. 1868/69.

Hauptverankerungen mit dem Mauerwerk befinden sich am Fufse der Streben, wo sie dem Momente des normal zur Viaduktachse wirkenden Winddrucks den wirksamsten Widerstand entgegensetzen. Die sämtlichen, unten mit angegossenen runden Fufsplatten versehenen Füfse der Ständer und Streben sind durch vier Lagen eiserner Bänder (F. 16 bis 18), die Köpfe der Ständer parallel zur Brückenachse durch schmiedeiserne Querbalken (F. 21 u. 22) verbunden, welche die kräftigen, gufseisernen Kipplager der Gitterträger aufnehmen und mit ihnen durch Schrauben in der aus den Figuren ersichtlichen Weise vereinigt sind. Die mit zweifachem Stabsystem konstruierten, 3,5 m im Mittel entfernten Hauptträger nehmen oben schmiedeiserne Quer- und Schwellenträger, sowie aufsenliegende Bankette auf und sind unter der Fahrbahn durch den in F. 18 dargestellten Vertikalquerverband gegen Ausweichen aus den lotrechten Ebenen gesichert.

Ähnliche Anordnungen hat der von Nördling in derselben Linie erbaute Bellon-, Sioule- und Neuvial-Viadukt erhalten.

Der im Jahre 1872/73 in der zum Netz der pfälzischen Bahnen gehörigen Donnersberg-Bahn — bei dem zwischen Alzey und Kaiserslautern gelegenen Marnheim — von Opfermann erbaute, eingleisige Viadukt über das Pfrimmthal[33]) besitzt zwei Mittelöffnungen von je 60 m und zwei Seitenöffnungen von je 50 m, welche von kontinuierlichen Paralleltrögern überspannt werden, die auf steinernen Endpfeilern und drei gemischteisernen Zwischenpfeilern ruhen, wovon zwei bei 19 m Höhe vier Geschosse erhalten haben und einer bei 10 m Höhe nur zwei Geschosse besitzt. Die Pfeiler bilden abgestumpfte Pyramiden mit rechteckigem Querschnitt, welcher von Achse zu Achse der Ständer an deren Kopf 2,2 $\times$ 4,6 m, an deren Fufs bei den beiden höchsten 3,55 $\times$ 7,42 m mifst.

Die Ständer bestehen aus Röhrenstücken von 4,15 m lotrechter Höhe und ringförmigem Querschnitt mit 50 cm äufserem Durchmesser bei 5 cm Wandstärke, welche mit Flantschen und je vier Bolzen zusammengeschraubt sind. Etwas unterhalb dieser Stöfse sind die Säulen zum Anschlufs der in den beiden angrenzenden Pfeilerwandungen angebrachten Horizontalen und Diagonalen etwas abgeflacht und die beiden letzteren mittels hoher Knotenbleche und je zweier mit ihnen vernieteten, mit den Säulen verschraubten Winkeleisen angeschlossen. Jene Horizontalen sind mit Winkeleisen gegurtete Stehbleche, während die Diagonalen in den Stirnwänden aus je zwei, in den Laibungswänden aus je vier Winkeleisen zusammengesetzt sind, zwischen welche man am Kreuzungspunkt Futterbleche eingeschaltet hat. Unten sind die Ständer mittels Flantschen und Schraubenbolzen an je 1 m hohe, nach unten verbreiterte, durch je 6 Rippen verstärkte, gufseiserne Schuhe befestigt, welche durch je zwei Anker mit dem Sockelmauerwerk fest verbunden und an welche die Horizontalen und Diagonalen der untersten Felder in ähnlicher Weise angeschlossen sind. Die zwischen den einzelnen Etagen befindlichen, wagrechten Diagonalkreuze bestehen aus Flacheisen und sind mittels dreieckiger Anschlufsbleche an die Enden der längeren Querbänder, zwischen deren Mitte noch ein zu den Stirnwänden paralleles Querstück eingeschaltet ist, genietet. Auf die etwas verbreiterten, durch Rippen verstärkten Ständerköpfe sind gufseiserne Unterlagplatten geschraubt, worauf ein rechteckiger, aus Vertikalblechen und Winkeleisen zusammengesetzter Kasten ruht, dessen kürzere, den Stirnwänden der Pfeiler entsprechende Wände in der Mitte die zur Unterstützung der 5,22 m hohen Träger dienenden Kippwalzenlager aufnehmen. Nur an einem Endpfeiler ist ein festes Kipplager angebracht. In 1,07 m Abstand von dem Obergurt der Hauptträger sind die Querträger und zwischen diese massiv gewalzte Längsträger eingeschaltet, worauf die Querschwellen mit den Fahrschienen und dem Bohlenbelag unmittelbar ruhen. Das Gewicht sämtlicher Pfeiler beträgt an

1. Schmied- und Walzeisen	66835 kg
2. Gufseisen	117375 „
zusammen . .	184210 kg

Das Durchschnittsgewicht eines Geschosses beträgt mithin $\frac{184210}{10 \cdot 4{,}15}$ = rund 4440 kg.

Als eine der bedeutendsten, in neuerer Zeit ausgeführten Konstruktionen von Brücken mit gemischteisernen Pfeilern ist die im Jahre 1878 dem Verkehr übergebene eingleisige Brücke der North-British-Bahn über den Tay bei Dundee[34]) hervorzuheben, welche dessen an seiner Mündung zu einer Meeresbucht erweitertes Flufsbett mittels

[33]) Nach Mitteilungen des Erbauers.

[34]) Vergl. u. a. die einschlägigen Artikel der Deutschen Bauzeitung, Jahrgang 1880.

85 Öffnungen von 9,1 bis 74,7 m Spannweite übersetzt und mit Einschluſs des nördlich angrenzenden Viaduktes eine Gesamtlänge von 3620 m besitzt. Die Brückenbahn, deren Neigung von 0 bis 1:73 wächst, liegt teilweise in einer geraden Strecke, teilweise in Kurven von 402 m Radius mit entgegengesetzter Krümmung. Der Überbau bestand mit Ausnahme der beiden auf der Nordseite der Brücke befindlichen Parabelträger aus Parallelträgern mit Netzwerk, welche teils über, teils unter der Bahn lagen und im allgemeinen über je 4 Öffnungen zusammenhingen, wobei das feste Auflager über der Mittelstütze sich befand. Schienenoberkante lag an den höchsten Stellen der Brückenbahn, welche sich auf der horizontalen Strecke der mittleren, je 74,7 m weiten Öffnungen befanden, 39 m über der Flufssohle, während die Wassertiefe bei niedrigster Ebbe 6,25, bei Springflut 11,1 m mifst.

Die Pfeiler (Fig. 48 u. 49) waren mit Ausnahme einiger massiven Pfeiler am südlichen Ufer bis zum Hochwasserstand aus Ziegeln und Beton, darüber aus schwach geneigten, aus gufseisernen, im Mittel 3,3 m langen Röhrenstücken von 30 bis 46 cm Durchmesser bei 2,5 cm Wandstärke mittels 10 cm breiter, 5 cm starker Flantschen und je 8 Schrauben zusammengesetzten, durch leichtes Fachwerk verbundenen Säulen hergestellt. Der aus Flacheisen-Diagonalen und ⊥-förmigen Druckstäben bestehende Querverband war mittels angegossener Lappen an die Säulen angeschlossen, die Befestigung der Druckstäbe durch Bolzen, diejenige der Zugstäbe an beiden Enden durch Bolzen und durch stählerne, zur Regulierung bestimmte Keile bewirkt. Die höheren Pfeileraufsätze bestanden aus je 6, in Form eines länglichen Sechsecks zusammengestellten Säulen, welche am Kopfe zu je 3 mittels einer Kappe vereinigt waren, während die beiden zu einem Pfeiler gehörigen Kappen aufser durch den obersten Druckstab des Säulenfachwerks nicht verbunden wurden. Zwischen der Kappe und dem Untergurt der Träger lag ein aus drei I-förmigen Blechträgern gebildetes festes oder Rollen-Lager. Die Befestigung des Säulenfufses auf dem Pfeilersockel war durch eine besondere Fufsplatte bewirkt, deren Ankerbolzen bei 4,4 cm Stärke 150 cm Länge hatten.

Fig. 48.

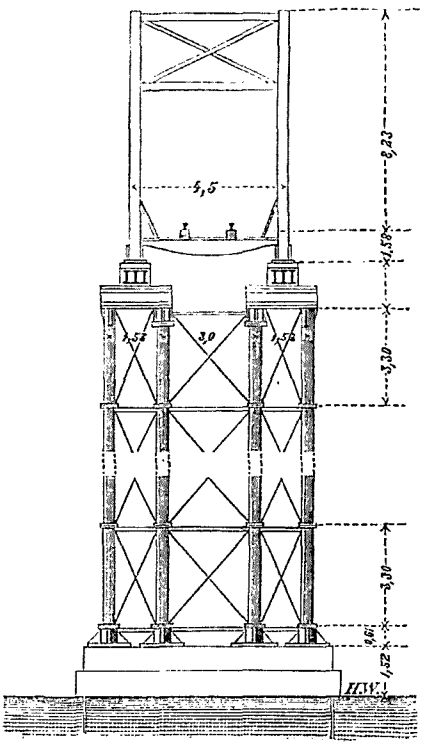
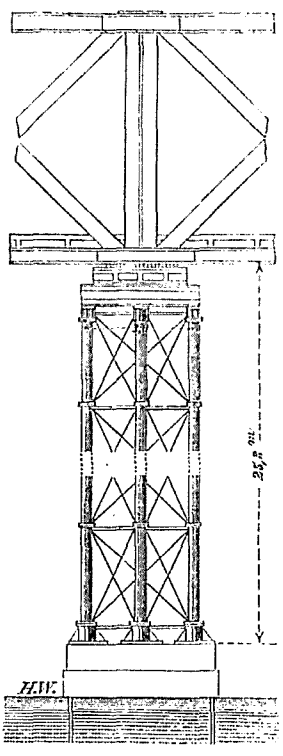


Fig. 49.



Der am 27. Dezember 1879 bei Befahrung durch einen Eisenbahnzug bei Sturmwind erfolgte Einsturz der 13 mittleren Öffnungen bezw. der Pfeiler 28 bis 41 dieser Brücke beruhte nach dem Urteile der eingesetzten Untersuchungs-Kommission hauptsäch-

lich auf der ungenügenden, unter Zugrundelegung eines zu geringen Winddrucks ermittelten Stärke der Fachwerkstäbe ihrer Pfeiler und von deren Ausschlissen an die Säulen, zumal die Brücke vorher schon durch den Verkehr und durch starke Stürme so beansprucht worden war, dafs sich die Querverbindungen der Pfeiler, und zwar kurze Zeit nach der Brückenprobe, bereits gelockert hatten. Dagegen wurde weder ein Nachgeben der Fundamente, noch eine mangelhafte Konstruktion der Träger beobachtet. Der bedeutende Umfang des Einsturzes wurde der Anwendung langer kontinuierlicher Träger zugeschrieben, welche beim Nachgeben eines ihrer Pfeiler die Zerstörung auch ihrer übrigen nach sich zogen. Während diese Umstände in Verbindung mit der nicht gerade besten Beschaffenheit des angewandten Materiales und mit den durch die Untersuchung nachgewiesenen Arbeitsmängeln bei der Ausführung von der Untersuchungs-Kommission als die wesentlichsten Gründe des Einsturzes bezeichnet wurden, suchten mehrere Techniker, darunter der Erbauer der Brücke, Sir Th. Bouch, dieselben in einem allerdings nicht mehr sicher nachzuweisenden Umwerfen des letzten Wagens und in einem hierdurch veranlafsten Stofs auf die Trägerwand.[35])

2. Gemischteiserne Turmpfeiler auf eisernen Grundpfählen. Neben den auf Mauerwerk ruhenden eisernen Pfeilern zahlreicher Brücken gelangten in einzelnen Fällen auch solche auf eisernen Grundpfählen zur Ausführung, wovon u. a. die eingleisige, 1783 m lange Brücke über die Solway-Bucht[36]) in der Zweiglinie Brayton-Kirtlebridge der Eisenbahn von Maryport nach Carlisle ein Beispiel giebt. Die Pfeiler, welche die durchschnittlich 9,13 m weit gespannten Träger dieser Brücke unterstützen, bestehen aus je 10 gufseisernen Säulen von 30,5 cm Durchmesser und 2,2 cm Wandstärke, welche sich parallel zur Brückenachse in senkrechten Ebenen von 1,524 m von Mitte zu Mitte der Säulen befinden. Normal zur Brückenachse besitzen die Säulen, welche die Träger mit den Fahrschienen unterstützen, einen Abstand von 1,51 m und stehen wie die stromaufwärts in einem Abstande von 1,83 m von ihnen befindlichen Säulen lotrecht. Mit den letzteren sind geneigte, auf senkrechten Pfählen ruhende Röhrenstreben verbunden, während auf der stromabwärts gelegenen Seite des Pfeilers durchweg geneigte Pfähle mit einem Abstande ihrer Köpfe von 1,37 m von den nächsten Pfahlköpfen angebracht sind.

Die Pfähle bestehen aus den in den Grund gerammten Unterpfählen, in welche gufseiserne, hohle, unten kegelförmige Pfahlschuhe von 30,8 cm äufserem und 21,6 cm innerem Durchmesser eingelassen und durch wagrechte Bolzen verbunden sind, sowie aus den über den Grund hervorragenden 9,35 m langen Oberpfählen, welche mittels angegossener Muffen die Köpfe der Unterpfähle umschliefsen, selbst wieder aus je drei mittels abgedrehter Flantschen und je 8 Bolzen untereinander verbundenen Stücken bestehen und oben kreisförmige, gufseiserne Unterlagplatten tragen, auf welche die Brückenträger gelagert und durch Fachwerk gegeneinander abgesteift sind. Die Oberpfähle sind oben und an ihren Stöfsen durch horizontale, im Quersehnitt T-förmige Walzeisen verbunden und in den gröfsten Teil der so gebildeten Felder durch gekreuzte Diagonalen mit gleichfalls T-förmigem Querschnitt ausgesteift. Unter den erwähnten Verbindungsmuffen und zwar 0,9 m unter dem niedrigsten Wasserstande sind die Unterpfähle mit doppelten hölzernen Zangen umgeben und an jedem Pfahle durch zwei Schraubenbolzen miteinander verbunden. Das Einrammen der Pfähle erfolgte mit Hilfe von Pontons mit Arbeitsboden bis zur Tiefe von 5,2 bis 5,5 m. Der Unterschied von Hoch- und Niedrigwasser beträgt 6,1 m; die Unterkante der Träger liegt nur 2,44 m über Hochwasser. Um Unterwaschungen der Pfeiler zu verhindern, ist das Bett der Bucht zwar durch Steinwürfe geschützt, jedoch haben sich diese Pfeiler gegen Eisgang nicht sehr widerstandsfähig erwiesen, wozu die geringe Spannweite der Öffnungen mit beigetragen hat.

Eine Übersicht über die Anordnung hierher gehöriger Bauwerke giebt folgende Tabelle, an deren Schlusse zwei hervorragende Bauwerke mit schmiedeisernen Turmpfeilern aufgenommen sind.

---

[35]) Man vergl. a. a. O. S. 308 u. 309.

[36]) Vergl. N. Henket. Waterbouwkunde. III. Teil. Abteil. 14. s'Gravenhage 1879, S. 253 u. Taf. 31.

Zusammenstellung der Hauptmafse von Brücken mit Trumpfeilern.

Bezeichnung der Brücken.	Gröfste Höhe der Pfeiler: Eisenbau m	Gröfste Höhe der Pfeiler: im Ganzen m	Gesamtlänge m	Gröfste Spannweite m	Zahl der: eisernen Pfeiler.	Zahl der: Gleise.	Zahl der: Säulen eines Pfeilers.	Breite: oben m	Breite: unten m	Tiefe: oben m	Tiefe: unten m	Geschofsfläche m	Röhren: Durchmesser m	Röhren: Wanddicke mm	Bemerkungen.
Brücke über den Thur bei Wyl	14,67	—	—	33,6	3	1	—	—	—	—	—	—	—	—	Gufseisen-Konstruktion.
Brücke über den Chorro	15,58	20,0	190,3	38,1	4	1	4	2,02	2,95	3,58	5,45	3,54	—	—	In der Linie Cordova-Malaga.
Viadukt von San Stefano	17,97	43,5	127,0	56,0	2	1	4	2,34	6,50	4,50	12,50	3,30	—	—	Gufseiserne Säulen.
Viadukt bei Marnheim	19,0	24,0	220,0	60,0	3	1	4	2,20	4,60	3,55	7,42	4,15	0,50	50	In der Donnersberg-Bahn.
Brücke über den Arrogo-Canero	19,17	—	66,9	33,5	1	1	4	1,81	2,55	5,45	6,60	3,95	—	—	In der Linie Manzanares-Cordova.
Brücke über den Genii	22,75	28,0	138,0	52,5	2	1	4	2,30	3,20	4,34	5,65	4,63	—	—	In der Linie Cordova-Malaga.
Viadukt über die Glatt bei Flawyl	23,64	—	—	36,0	2	1	—	—	—	—	—	—	—	—	Gufseisen-Konstruktion.
Brücke bei Guarizzas	26,22	41,0	147,0	52,2	2	1	4	2,70	3,70	4,34	6,00	4,40	—	—	In der Linie Manzanares-Cordova.
Iglava-Viadukt bei Eibenschütz in Mähren	26,40	42,7	373,5	59,4	5	1	4	2,80	5,55	4,80	9,52	5,00	0,5	—	Gufseiserne Säulen. Österr. Staatseisenbahn.
Weifsenbach-Viadukt	27,46	38,0	163,4	47,4	2	1	4	2,21	5,08	4,82	8,23	4,42	0,5	43	Desgl. In der Linie Laibach-Tarvis der Kronprinz-Rudolf-Bahn.
Viadukt über die Gravine bei Palagianello	27,47	40,0	138,0	52,0	2	1	4	2,70	5,0	—	9,00	4,00	—	—	Desgl.
Thouars-Viadukt	27,60	38,60	264,6	51,1	3	2	6	—	—	—	—	4,27	0,45	—	In der Linie Brossure-Tours.
Viadukt bei Bousseau d'Ahun	33,90	56,50	338,7	50,0	5	2	8	2,00	3,40	6,00	10,20	4,50	0,35	40—55	Gufseiserne Säulen.
Viadukt über den Cère	33,90	55,30	308,5	50,0	4	1	8	2,50	4,60	5,00	9,20	4,50	0,30	30—45	Gufseiserne Säulen.
Viadukt von Neuvial	37,5	44,00	160,2	49,1	1	1	4	2,50	3,50	4,29	5,95	5,00	0,50	—	Gufseiserne Säulen.
Viadukt von Bellon	37,5	48,50	231,0	44,0	2	1	4	2,50	3,50	4,29	5,95	5,00	0,50	—	Gufseiserne Säulen.
Viadukt über die Saane bei Freiburg	43,32	76,00	396,0	44,1	6	2	12	4,18	6,20	6,30	10,00	3,82	0,24	32	Gufseiserne Säulen.
Viadukt über die Sioule bei Rouzat	47,5	58,80	180,6	56,4	2	1	4	2,50	4,70	3,50	6,71	5,00	0,50	—	Gufseiserne Säulen.
Viadukt bei Castellanetta	47,6	60,35	202,0	54,0	3	1	4	2,71	6,66	4,87	12,70	5,60	0,35	—	Gufseiserne Säulen.
Viadukt über die Sitter bei St. Gallen	47,79	62,4	163,6	38,4	3	1	—	3,5	5,5	4,85	10,50	—	—	—	Gufseisen-Konstruktion.
Beelah-Viadukt in Westmoreland	51,50	—	—	18,2	15	1	6	3,73	5,76	4,72	15,09	4,57	0,31	22—32	Deepdale-Viadukt von gleicher Konstruktion.
Viadukt bei Crumlin in Süd-Wales	53,00	58,5	—	45,7	11	2	14	4,88	6,54	9,00	13,25	5,25	0,30	25	Gufseiserne Säulen.
Viadukt von Bouble	55,80	66,0	395,0	50,0	5	1	4	2,50	5,29	3,50	7,41	5,00	0,50	—	Gufseiserne Säulen.
Portage-Viadukt	61,00	71,7	250,0	36,5	6	1	6	—	—	—	—	4,27	0,45	—	Schmiedeisen-Konstruktion.
Varrugas-Viadukt	76,81	—	175,4	38,1	3	1	12	15,25	15,25	4,57	17,4	7,62	0,30	—	Desgl.

III. Die schmiedeisernen Turmpfeiler. Nach dem Vorgange der gemischteisernen Pfeiler dieser Gattung haben auch die Pfeiler mit schmiedeisernem Eisenkörper teils sechseckige, teils rechteckige Grundrisse erhalten. Zu den Brücken auf schmiedeisernen Pfeilern mit sechseckigem Grundrisse gehören u. a. ein Viadukt der Linie Guayra-Caracas in Venezuela[37]) mit 51 Öffnungen von 10 m Weite und mit Pyramidenpfeilern, deren 6 Säulen, wovon 4 gekuppelt sind, oben eine rechteckige Plattform aufnehmen, und eine Strafsenbrücke über den Kediri in Kediri auf Java[38]) mit Prismenpfeilern, deren 14 Säulen, wovon 12 höhere die Brückenbahn aufnehmen und 2 niedrigere den Pfeilerkopf bilden, auf Pfahlschrauben ruhen.

Die Säulen des ersteren Bauwerks bestehen aus T-Eisen von $12 \times 8 \times 1{,}1$ cm mittlerer Stärke, welche innerhalb der Wandebenen durch je 2 m entfernte Horizontalen und gekreuzte Diagonalen verbunden werden, stehen unten in gufseisernen Schuhen, mit welchen sie durch je zwei wagrechte Bolzen verschraubt sind. Sie tragen oben jene aus Gufseisen bestehende Plattform, worauf der aus zwei Blechträgern von 0,68 m Höhe bestehende Überbau ruht, welcher direkt 3,2 m lange Quersohwellen samt den mit 0,968 m Spurweite verlegten Fahrschienen aufnimmt. Ein Teil der gufseisernen Schuhe ruht auf Mauerwerk, mit welchem sie durch starke Spliutbolzen und gufseiserne Vorlagplatten verankert sind. Ein anderer Teil dieser durch angeschraubte Flacheisen miteinander verbundenen Schuhe ist in die Köpfe von 4 bis 6 m langen schmiedeisernen Schraubenpfählen mit 12 cm Durchmesser eingelassen. Diese letzteren stecken in 43 cm hohen und 70 cm im Durchmesser breiten, in der Mitte hohlen Schrauben aus Stahl und sind mit ihnen durch starke Horizontalstifte so verbunden, dafs sie sich mit denselben drehen müssen.

Die in den Jahren 1855 bis 1859 erbaute Kediri-Brücke besitzt zwei Öffnungen von je 19 m und fünf Öffnungen von je 21,4 m Weite, deren aus sechs Blechträgern von nahe 80 cm Höhe bestehender Überbau durch 6 Pfeiler von je 2,5 m Breite und 8,5 m Länge unterstützt wird. Diese Pfeiler bestehen aus schmiedeisernen Pfählen, welche parallel und senkrecht zur Brückenachse je 2,5 und 1,2 m von Mitte zu Mitte auseinander stehen. Die Pfähle besitzen einen Durchmesser von 12,7 cm und eine Länge von 8 bis 10 m, stecken 4 bis 4,5 m in dem Boden, bestehen aus einem 2 m hohen Ober- und einem 6 bis 8 m hohen Unterteil, welche durch zweiteilige, untereinander verschraubte, cylindrische Muffen verbunden sind und stecken in gufseisernen Pfahlschrauben von 0,914 m Durchmesser. Über jenen Muffen sind je zwei kreisförmige, 2,5 cm dicke Blechplatten von 42 cm Durchmesser auf die Pfähle gestreift, an die sich ein aus 3,2 cm starken, durch Schraubenschlösser regulierbaren Rundeisen bestehender Horizontalverband anschliefst, welcher sämtliche Pfähle peripherisch und diagonal vereinigt. Über die Pfahlköpfe sind gufseiserne Kapitäle gestülpt, welche mit Lagern zusammengeschraubt sind, die parallel und senkrecht zur Brückenachse bezw. durch Flacheisen von $7{,}5 \times 2{,}5$ cm und durch T-Eisen von $15{,}2 \times 11{,}5 \times 1{,}27$ cm Stärke mittels Schrauben verbunden sind. An jene Lager sind die gufseisernen Unterlagplatten, worauf die Rollstühle der Träger sich bewegen, mittels je vier Bolzen geschraubt. Das aus Sand und Klai bestehende bewegliche Flufsbett begünstigte das Einschrauben der Pfähle.

Unter den schmiedeisernen Prismenpfeilern mit rechteckigem Grundrifs sind die im Jahre 1860/62 bezw. 1868/69 hergestellten Pfeileraufsätze der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz[39]), und diejenigen des in Kapitel XIII besprochenen eisernen Stegs über den Main bei Frankfurt[40]), letztere mit gegliederten Streben zu erwähnen.

Die ersteren dienen zur Unterstützung der grofsen Pauli'schen Träger über den Hauptöffnungen, sind 6,31 m hoch, stehen in gufseisernen Schuhen und tragen oben die teils festen, teils beweglichen Lager jener Träger. Die Eisenaufsätze der Landpfeiler nehmen die in Rollstühlen bestehenden beweglichen, die Eisenaufsätze der Strompfeiler je ein festes und ein bewegliches Lager auf, ruhen auf einem, aus zwei Stücken zusammengesetzten, mit den obersten Pfeilerquadern fest verankerten gufseisernen Fufse, bestehen nach der Breite der Brücke aus je drei versteiften, parallel zur Brückenachse durch Gitterwerk verbundenen, hohen Blechsäulen und sind normal zur Brückenachse durch je zwei schmiedeiserne, in den

[37]) Vergl. Oppermann. Nouv. ann. de la constr. 1877.

[38]) Vergl. Tijdschrift van het koniuklijk Instituut van Ingenieurs. 1877—78, S. 65, Taf. 8 u. 9.

[39]) Vergl. Heinzerling. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870, S. 312 u. 409.

[40]) Siehe in der vierten Abteilung dieses Werkes T. V, F. 3 bis 7.

Ecken mittels dreieckiger Bleche ausgesteifte Querbalken so verbunden, dafs sie über den Land- und Strompfeilern Portale von 4,04 und 5,1 m lichter Weite und Höhe bilden.

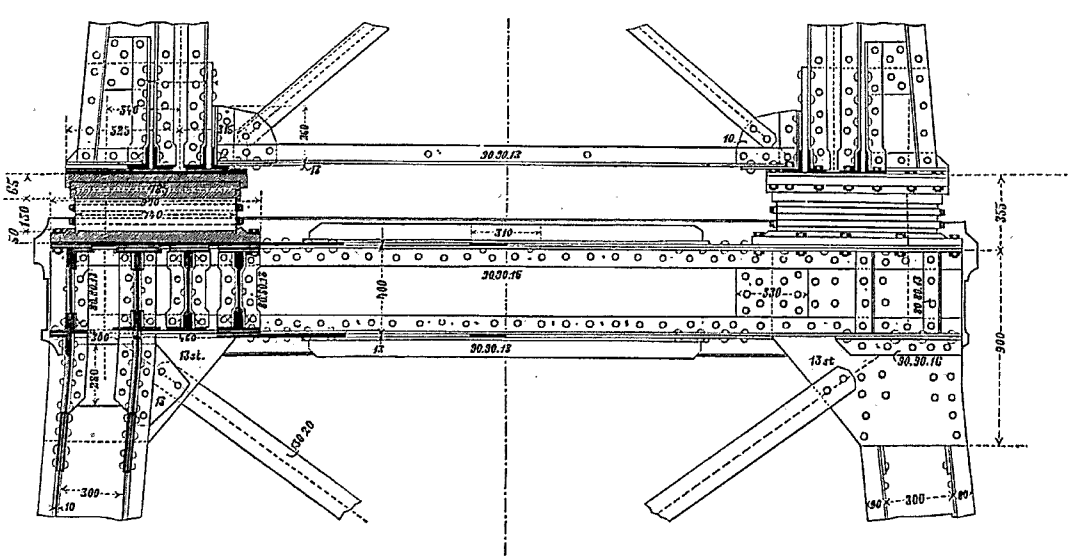
Die Eisenaufsätze der Strompfeiler haben parallel zur Brückenachse die der erforderlichen gröfseren Auflagerfläche und der doppelten zu tragenden Last entsprechende gröfsere Stärke von 1,4 m erhalten, während die Eisenaufsätze der Landpfeiler eine solche von 0,7 m am oberen und von 1,1 m am unteren Ende besitzen. Die normal zur Brückenachse gleiche Stärke beider beträgt 0,75 m am oberen und 0,85 m am unteren, mit dem gufseisernen Schuh durch zahlreiche Schrauben verbundenen Ende.

Die schmiedeisernen Pfeileraufsätze jener Frankfurter Brücke bilden mit ihren Querverbindungen Portale von bezw. 4,04 m und 5,92 m lichter Weite und Höhe, deren Ständer aus lotrechten, rechteckigen, mit einer Scheidewand versehenen Kästen und je zwei aufsen angeschlossenen Strebewänden bestehen, auf U-förmigen gufseisernen, mit dem Quaderwerk verankerten, durch Rippen verstärkten Unterlagplatten stehen und einen schmiedeisernen Kasten tragen, worauf die gufseiserne Unterlagplatte für den Rollstuhl des Pfeilergelenkes ruht. Jene lotrechten Kästen sind aus Winkeleisen, unten und oben aus Eisenblech, in der Mitte aus Gitterwerk gebildet, während die oben auslaufenden Strebenwände ebenfalls aus Gitterwerk bestehen und einen Fufs aus Eisenblech besitzen. Die Querbalken jener Portale sind aus je zwei, oben durch Gitterwerk vereinigten Blechbalken mit I-förmigem Querschnitt hergestellt und durch dreieckige Versteifungsbleche mit den Ständern verbunden.

Von diesen niedrigeren, durch Gitterwerk versteiften Pfeileraufsätzen ist man später zu höheren, durch Fachwerk versteiften Pfeilern übergegangen, wovon der auf T. IV, F. 1 bis 5 dargestellte Pfeiler des in der Linie Arnstadt-Ilmenau der thüringischen Bahn erbauten, eingleisigen Thalüberganges bei Angelroda[41]) ein Beispiel giebt. Derselbe besitzt zwei Seitenöffnungen von je 31,32 m und eine Mittelöffnung von 32,1 m Stützweite mit zwei gemauerten niedrigen Endpfeilern und zwei je 18,7 m hohen, auf gemauerten Soekeln stehenden schmiedeisernen Pyramidenpfeilern, worauf 3,4 m hohe Fachwerkträger mit oben liegender Fahrbahn und ausgekragten Banketten ruhen.

Die Pfeilerständer haben den in F. 3 u. 4 dargestellten hohlen, rechteckigen Querschnitt, welcher parallel zur Bahnachse, wo er aus je zwei 80 cm breiten, mit den Knotenblechen der einzelnen Etagen verbundenen Stehblechen und je vier $8 \times 8 \times 1{,}3$ cm starken Winkeleisen gebildet ist, geschlossen und normal zur Bahnachse, wo er nur aus einzelnen kurzen Blechbändern und aus den Knotenblechen der einzelnen Geschosse besteht, durchbrochen ist. Die Horizontalverbände der Ständer sind durch je zwei doppelte, $9 \times 9 \times 1{,}3$ cm starke, je 1,3 cm voneinander abstehende Winkeleisen bewirkt, welche sich an den schmalen Rechteckseiten innen und an den breiten Rechteckseiten aufsen an die erwähnten, aufrechten

Fig. 50. Fig. 51.



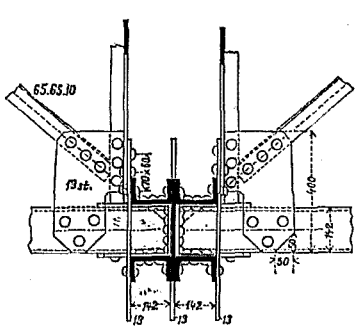
[41]) Vergl. Die Überdruckzeichnungen der thüringischen Eisenbahn.

Knotenbleche anschliefsen und zwischen den Ständern durch einzelne kurze, wagrechte Blechbänder verbunden sind. Die in den vier Ecken der beiden Schmalseiten sowie in der Mitte der beiden Langseiten befindlichen Blechbänder, an welche letztere im Querschnitt U-förmige, zu den Schmalseiten parallele Qnerbänder angeschlossen sind, reichen soweit in das Innere der Pfeiler hinein, dafs sie den beiden, aus je einem Winkeleisen von $10 \times 10 \times 1{,}3$ cm und einem Flacheisen von $10 \times 1{,}3$ cm Stärke zum Anschlufs dienen können (F. 3 u. 4). Auch die in den Wandungen der Pfeiler befindlichen aufrechten Knotenbleche treten soweit in deren einzelne Wandfelder hinein, dafs sie den in denselben befindlichen, gekreuzten Diagonalen zum Anschlufs dienen können, welche an den Schmalseiten aus Winkeleisen von $10 \times 10{,}13$ cm Stärke, an den Breitseiten teils aus U-Eisen von $13 \times 0{,}65 \times 4{,}6 \times 0{,}65$ cm, teils aus Flacheisen von 13×2 cm Stärke bestehen. Die vier Ständer steben anf vier gufseisernen, durch Rippen verstärkten Schuhen von 20 cm Höhe und 80×100 cm messender Grundplatte, mit welchen sie oben durch kurze Winkeleisenstücke und Kopfschrauben verbunden sind. Jene Grundplatten werden dnrch vier je 3,5 cm starke Vertikalanker, welche oben mittels Muttern angezogen, unten durch Vorlagscheiben und Splinte festgehalten werden, auf das Mauerwerk gepreſst. Die vier Ständerköpfe (T. IV, F. 5 und Textfig. 50 u. 51) sind durch einen achteckigen schmiedeisernen Rahmen vereinigt, dessen Sehenkel einen recbteckigen Qnerscbnitt besitzen, welcher aus Vortikalblechen und Winkeleisen zusammengesetzt und mit jenen Ständerköpfen mittels kurzer, wagrechter Winkellappen vernietet ist. An die wagrechten Schenkel der Winkeleisen, welche jene Vertikalbleche oben säumen, sind direkt über den Pfeilerköpfen die gufseisernen Lagerplatten angeschraubt, worauf die Träger ruhen. Der erwähnte Verbindungsrahmen ist aufsen mit einem profilierten Eisenblech umkleidet, welches das Kapitäl des Pfeilers bildet.

Von verwandter Konstruktion sind die auf T. IV, F. 6 bis 9 dargestellten Pfeiler des in der Friedberg-Hanauer Bahn im Jahre 1880/81 erbauten zweigleisigen Viaduktes über das Nidda-Thal[42]) mit neun Öffnungen von je 32,5 m Stützweite und acht eisernen Turmpfeilern von 19 m Höbe der Schmiedeisenkonstruktion mit reehteekigem Grundrifs von 3,08 m Breite und 7,58 m Länge an dem Fufse, von 1,6 m Breite und 6,3 m Länge am Kopfe derselben. Die Pfeiler unterstützen vier Träger und baben vier je 4,6 m hohe Geschosse. Zur Unterstützuug der beiden inneren Träger enthalten sie noch eine lotrechte Zwischenwand und bestehen hiernach aus vier Eck- und zwei geneigten Mittelständern, welche durch Horizontalen und eingesebaltete, gekreuzte Diagonalen sowohl in den aufrechten Pfeilerwänden als auch in den zwischen alien einzelnen Gesebossen befindlicben Horizontalebenen verbunden sind. Hierbei geben die Diagonalen sowohl in den Stirnwänden als auch in den Laibungswänden von Eeksäule zu Eeksäule durcb, während in jedes der beiden Felder einer wagrechten Gesehofsebene gekreuzte Diagonalen eingezogen sind.

Die vier Eckständer haben einen reehteckigen Quersebnitt (F. 8), welcher aus zwei zur breiten Seite des Pfeilers parallelen, 17,2 cm voneinander abstehenden, 25 cm breiten, 1 cm starken Platten mit je zwei aufsen aufgenieteten Winkeleisen von $7{,}9 \times 7{,}9 \times 1$ cm Stärke und einer aufsen angenieteten, zur schmalen Seite des Pfeilers parallelen, 36 cm breiten, 1 cm starken Platte gebildet ist, welcher an der gegenüber befindlicben, offenen Seite des Pfeilers einzelne 17 cm hohe, 1,3 cm starke, zwischen die mittleren Flantschen eingescbalteten Verbindungsplatten entsprechen. Die Mittelständer baben einen recbteckigen Quersebnitt, welcher aus vier $14{,}2 \times 1{,}3 \times 8{,}25 \times 1{,}55$ cm starken U-Eisen, deren Stege parallel zur breiten Seite augeordnet sind, und einer hierzu normalen, 33,7 cm breiten, 1,3 cm starken Platte zusammengesetzt ist, s. Textfig. 52. Die Horizontalbänder der

Fig. 52.



[42]) Vergl. Die Überdruckzeichnungen der Friedberg-Hananer Bahn; s. auch Centralbl. der Banverw. 1882, S. 72 ff.

breiten Seite bestehen aus je einem 14,2 × 1,3 × 8,25 × 1,55 cm starken U-Eisen, dessen Flantschen nach unten gerichtet und mittels je dreier Niete an dieselben — im Inneren jenes rechteckigen Querschnittes der Eck- und Mittelständer angenieteten — Knotenbleche angeschlossen sind, an welche man die beiden, je 12 × 1,3 cm starken Diagonalen angenietet hat (s. T. IV, F. 8ª u. 8ᵇ). Die Horizontalbänder der schmalen

Fig. 53.

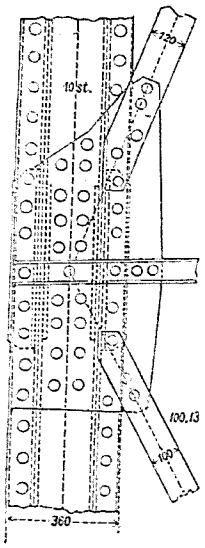


Fig. 54.

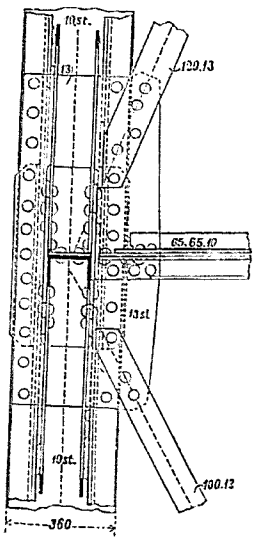


Fig. 55.

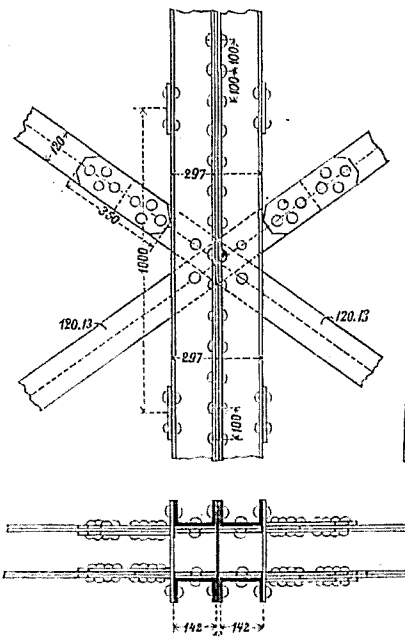
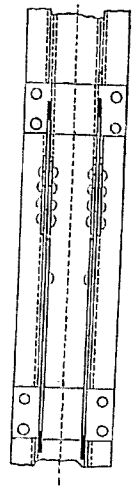


Fig. 56.



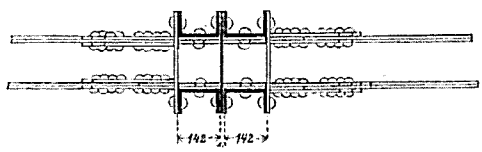


Fig. 57.

Fig. 58.

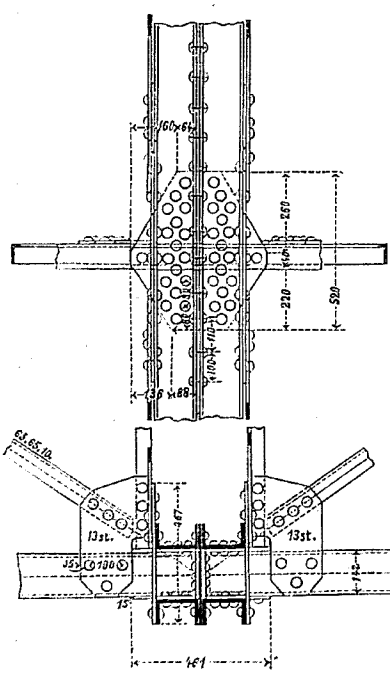
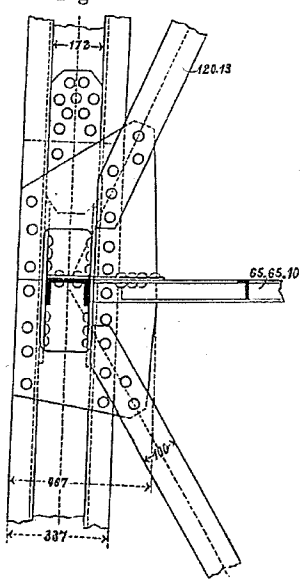


Fig. 60.

Fig. 59.



Seite bestehen aus je zwei 7,7 × 1 × 5,1 × 1,1 cm starken U-Eisen, deren Stege lotrecht gestellt und an dieselben — im Äufseren jenes rechteckigen Quersehnitts der Eck- und Mittelständer angenieteten — Knotenbleche angeschlossen sind, an welche man die beiden, je 10 × 1,3 cm starken Diagonalen angenietet hat. Die zum Anschlufs der aus 6,5 × 6,5 × 1 cm starken Winkeleisen bestehenden Horizontalversteifungen erforderlichen, horizontalen Anschlufsbleche sind bei den Eck- und Mittelsäulen mittels je dreier Niete an die Stege und oberen Flantschen der U-för-

migen, bezw. parallel und normal zur breiten Seite angebrachten Horizontalbänder angeschlossen, s. F. 8ⁿ und Textfig. 52 (S. 61). Die erwähnten Anschlüsse ergeben sich für den Eckständer aus den Textfig. 53 u. 54, welche einen Zwischenknoten desselben parallel zur Bahnachse bezw. von aufsen und von innen darstellen und für einen Eckständer aus den Textfig. 55 bis 57 und 58 bis 60, welche einen Zwischenknoten desselben bezw. an einem Kreuzungspunkte der Diagonalen und der Horizontalen in der Laibungsansicht, im Horizontal- und Vertikalschnitt darstellen.

Die Eck- und Mittelständer stehen auf 27,5 cm hohen, 1,5 m langen und 1,3 m breiten, innen hohlen, durch Rippen verstärkten gufseisernen Fufsplatten (F. 6ⁿ, 7ⁿ u. 9, T. IV und Textfig. 61 bis 63), mit welchen sie durch horizontale Winkeleisenstücke samt

Fig. 61—63. Pfeilerfufs eines Eckständers.

Fig. 61.

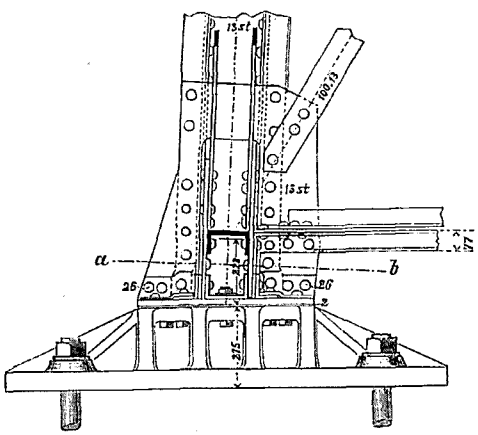
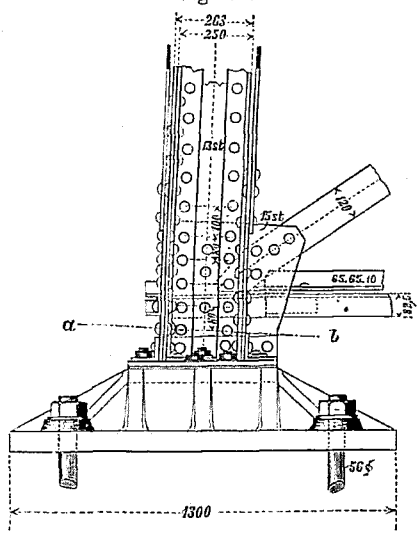


Fig. 62.



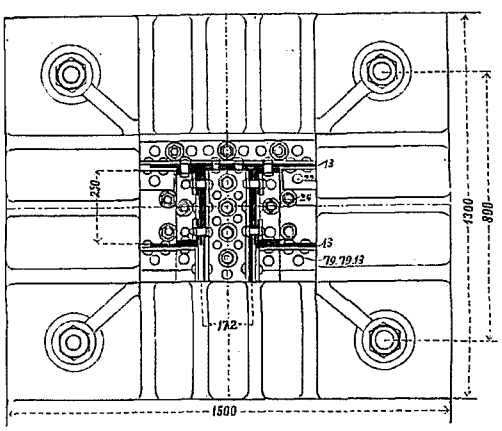


Fig. 63.

untergenieteten Blechplatten verschraubt sind und die an ihren vier Ecken durch 5,2 cm starke Anker mit dem Sockelmauerwerk verbunden wurden.

Am Kopfe der Pfeiler (T. IV, F. 6, 7 und Textfig. 64, 65, s. S. 64) sind die Eck- und Mittelständer parallel zur breiten Seite durch 0,5 m hohe, aus je zwei 1 cm starken, 1,75 cm voneinander entfernten Vertikalplatten mit je zwei aufsen angenieteten, 9,2 × 9,2 × 1,3 cm starken Winkeleisen bestehende Balken verbunden, welche durch das oberste Knotenblech, durch Winkeleisen und durch Winkelbänder mit den Ständerköpfen vernietet sind. Über und normal zu diesen Balken liegen über jedem Eckständer drei und über jedem Mittelständer fünf 2 m lange, 30 cm hohe, im Quersehnitt I-förmige, aus einem 1,3 cm starken Vertikalblech, aus je vier 7,9 × 7,9 × 1 cm starken Winkeleisen und aus zwei je 20 × 1,3 cm starken Horizontalplatten bestehende Träger, welche mit einer 2 cm starken, schmiedeisernen Querplatte gekuppelt sind. Auf diese Platte sind

Fig. 64.

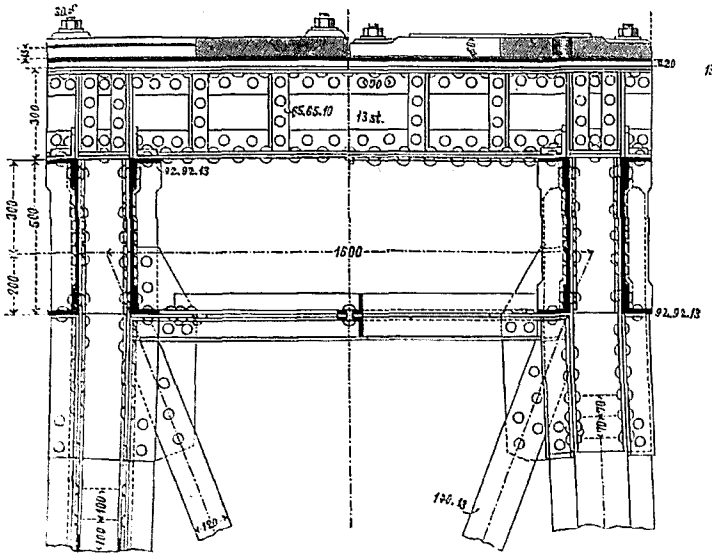
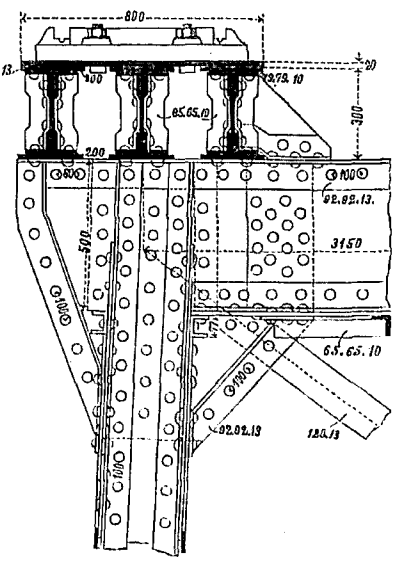


Fig. 65.



die 0,75 m breiten, 1 m langen, gufseisernen Unterlagplatten der Träger geschraubt, wovon die eine einem festen, die andere einem beweglichen Auflager angehört.

Sehr hohe schmiedeiserne Pfeiler besitzt der in der Oroya-Eisenbahn bereits im Jahre 1873 vollendete Viadukt über das Thal der Aqua de Varrugas unfern Lima in Pern[43]) von 175,35 m Gesamtlänge, welcher durch drei Pfeiler von 44,2, 54,25 und 76,81 m Höhe in drei Felder von je 30,5 und ein Feld von 38,1 m Spannweite geteilt ist. Einzelheiten über die Konstruktion dieser Pfeiler sind auf S. 6 dieses Kapitels mitgeteilt; hier soll eine Angabe über den Materialverbrauch Platz finden, aus welcher hervorgeht, dafs gegenüber dem Schmiedeisen das Gufseisen nur sparsam verwendet wurde. Das Nähere ergiebt die nachstehende Tabelle.

Bezeichnung des Materials.	1ter Pfeiler 44,2 m hoch	2ter Pfeiler 76,81 m hoch	3ter Pfeiler 54,25 m hoch	Brückenfeld von 38,1 m Spannweite	Brückenfeld von 30,5 m Spannweite	Ganzer Viadukt 373,6 m lang
	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1. Schmiedeisen	113725	200710	133990	28210	19855	536200
2. Gufseisen	16835	23705	17845	3190	3200	68175
zusammen . .	130560	224415	151835	31400	23055	604375
	Für den m Höhe des Pfeilers.			Für den m Länge des Überbaues		
1. Schmiedeisen	2575	2610	2470	740	650	1435
2. Gufseisen	380	310	330	85	105	185
zusammen . .	2955	2920	2800	825	755	1620

Die Anstellung der Pfeiler und Träger wurde durch zwei an jedem Ende des Viaduktes aufgestellte, turmartige Holzgerüste und zwei oberhalb des Viaduktes quer über das Thal gespannte, kräftige Drahtseile bewirkt, worauf sich Laufrollen bewegen liefsen. Von dem in der Richtung nach Lima gelegenen Widerlager aus wurden die Teile der Pfeiler an jene Laufrollen gehängt und an dem Ort ihrer Aufstellung herabgelassen. In gleicher Weise erfolgte der Transport der Trägerteile. Zur Montierung der letzteren wurde an die erwähnten Drahtseile ein Hängegerüst zuerst über der 38,1 m weiten Öffnung befestigt und dann nach und nach über die folgenden Öffnungen geschoben. Die Verbindung der einzelnen

[43]) Vergl. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1875, S. 273 ff.

Teile erfolgte durch Bolzen oder Zapfen, wodurch die Montierung wesentlich beschleunigt wurde. Der Aufbau der Eisenteile des Viadukts wurde vom 17. September 1872 bis zum 1. Januar 1873, also in 88 Arbeitstagen bewirkt. Die Kosten des Bauwerks betrugen:

1.	Sämtliche Eisenteile frei an Bord im Hafen von New-York . . .	514 600 M.
2.	Fracht einschl. Seeversicherung, Kommission, Landungsspesen und Lieferung auf den Bauplatz	82 400 „
3.	Aufstellungs-Gerätschaften	39 400 „
4.	Aufstellungs-Kosten	49 600 „
	zusammen .	686 000 M.

Ein neuerer amerikanischer Viadukt mit schmiedeisernen Turmpfeilern ist der von G. S. Morison konstruierte, im Jahre 1884/85 von der Union Bridge Cie. in Buffalo ausgeführte Marent-Gulch-Viadukt, welcher die Nortbern-Pacific-Bahn über eine Thalsenkung bei Missoula im Montana-Gebiet überführt und an derselben Stelle, sowie in gleicher Höhe wie ein zehn Jahre früher von C. C. Schneider erbauter, zum Auswechseln bestimmter hölzerner Viadukt derart errichtet ist, dafs zunächst zwischen die hölzernen Pfeiler und zwar mit Überschlagung je einer Öffnung, ein eiserner Pfeiler eingebaut wurde; alsdann hat man die hölzernen Träger nach und nach gegen eiserne Träger ausgewechselt. Der Viadukt ist gerade, liegt in einer Steigung von 1:50,96 und besitzt bei einer Länge von 242,82 m an jedem Ende zwei mit Blechträgern über-

Fig. 66. Fig. 67

Länge des Viadukts 242,82 m. — Neigung der Bahn 1:50,96.

M. 1:1100.

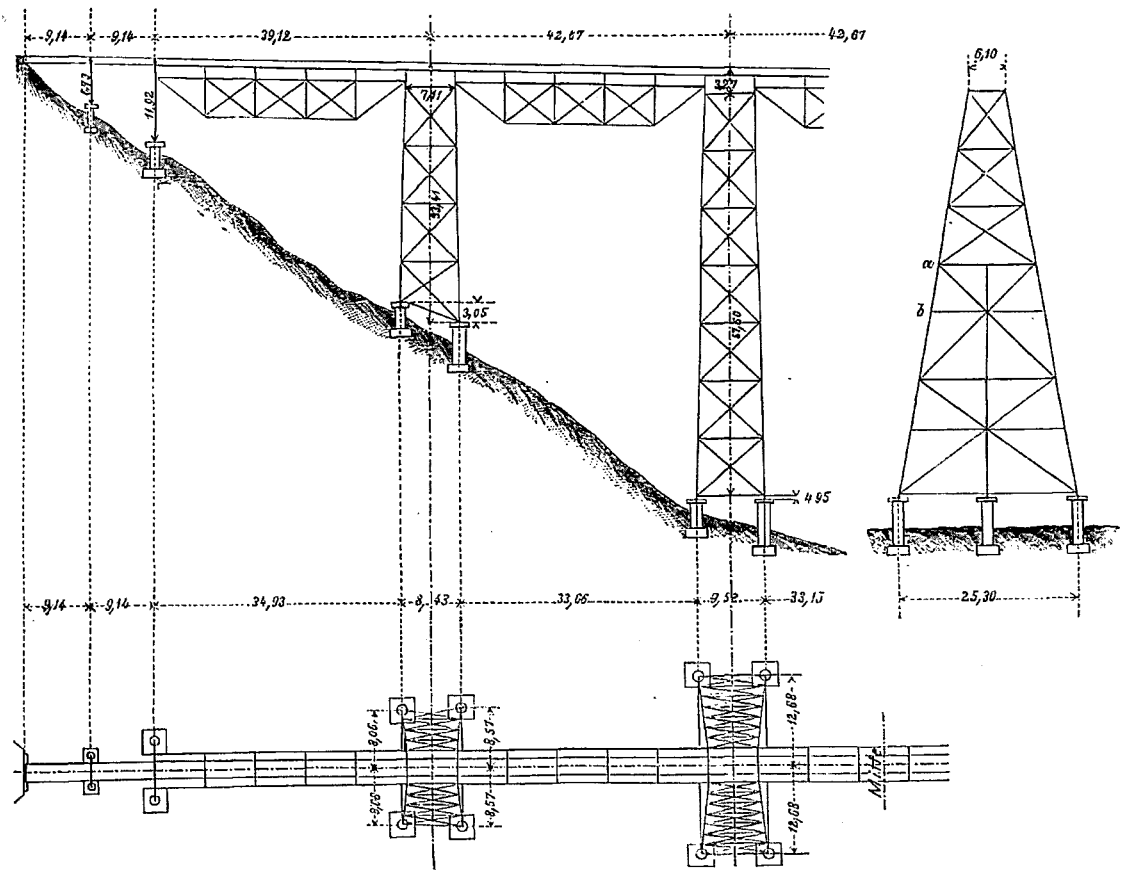


Fig. 68.

spannte Öffnungen von je 9,15 m Stützweite, während sich zwischen denselben fünf mit Trapezträgern überspannte Öffnungen von je 35,56 m Stützweite befinden. Die Pfeiler (Textfig. 66 bis 68, S. 65), wovon zwei niedriger, zwei höher sind, haben in der Stirn eine Breite von 7,11 m oben und bei einer Höhe von 33,41 m und 57,60 m eine Breite von bezw. 8,43 und 9,52 m unten, in der Laibung eine Breite von 6,10 m oben und von bezw. 17,13 und 25,30 m unten. Die höheren und niedrigeren Turmpfeiler sind in bezw. 4 und 7 Geschosse geteilt, welche durch Querstäbe und gekreuzte Diagonalen ausgesteift sind. Die Geschosse der hohen Pfeiler sind in den Stirnwänden von gleicher Höhe und zwar je 8,23 m hoch, während die vier unteren, in deren Laibungswänden mit Zwischenständern versehenen Geschosse ungleich hoch und so angeordnet sind, dafs diese Zwischenständer und die mittleren Horizontalen durch den Kreuzungspunkt der Diagonalen gehen.

Fig. 69. Fig. 70.

M. 1:30.

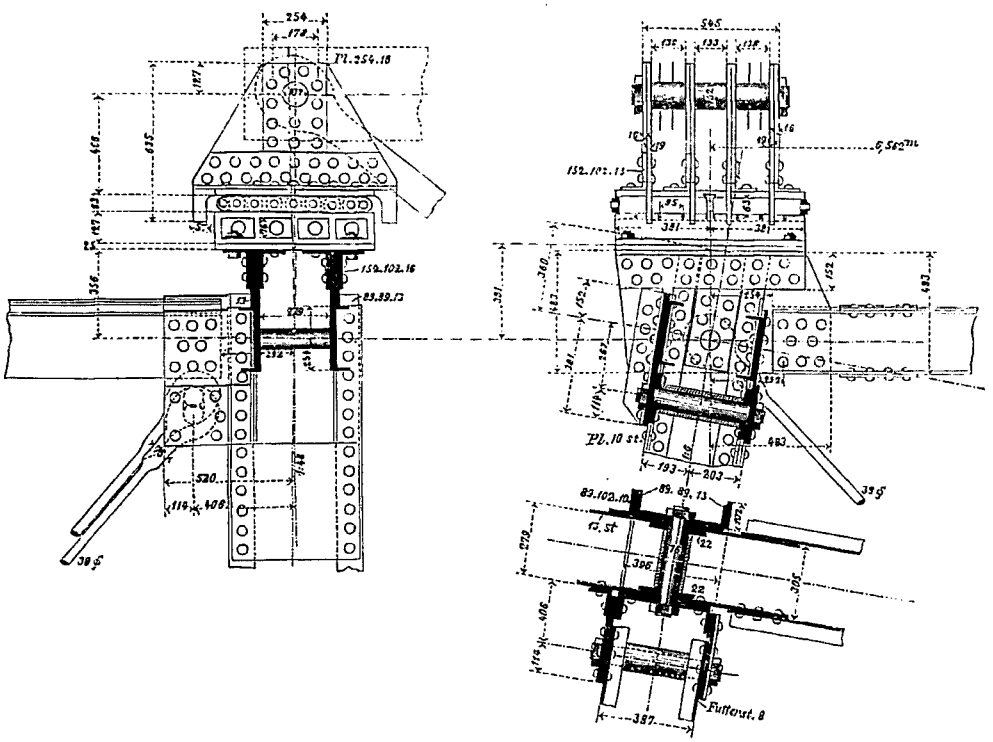
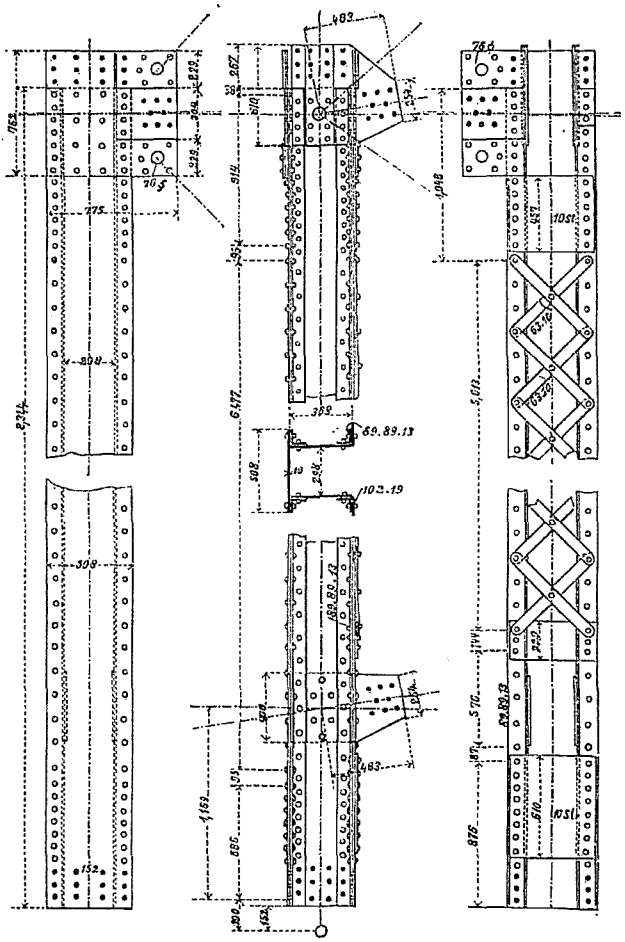


Fig. 71.

Die Pfeilerköpfe und deren Verbindung mit den Lagern der Hauptträger sind in Textfig. 69 bis 71 dargestellt, aus welchen hervorgeht, dafs an die Köpfe der aus Platten und Winkeleisen nach dem in Fig. 71 enthaltenen Normalschnitt zusammengesetzten Ständer parallel und normal zur Viaduktachse Knotenbleche angenietet sind, an welche sich die aus je zwei ⊏-Eisen bestehenden obersten Horizontalen der Stirn- und Laibungswand anschliefsen. Für die Anschlüsse der entsprechenden Diagonalen-Paare sind je zwei zueinander normale Bolzen angeordnet, während die Diagonalstäbe aus Rundeisen bestehen und an den Enden mit Bolzenaugen versehen sind.

Die Ständer der Pfeilerschäfte sind, wie die das Stück $a\,b$ (Fig. 67) darstellenden Fig. 72 bis 74 zeigen, aus je zwei Stehblechen von 36,8 × 1,3 cm Stärke, je vier

Fig. 72. Fig. 73. M. 1:45. Fig. 74.



Winkeleisen von 8,9 × 8,9 × 1,3 cm Stärke, aus einer 50,8 × 1 cm starken, an die Sehenkel der äufseren Winkeleisen genieteten Stirnplatte und aus je 6,3 × 1 cm starken, an die Sehenkel der inneren Winkeleisen genieteten, gekreuzten Gitterstäbchen zusammengesetzt. Die Anschlüsse der — aus je zwei oben und unten durch Gitterstäbe verbundenen ⊏-Eisen bestehenden — Horizontalen sind durch Knotenbleche, diejenigen der mit Augen versehenen, aus Rundeisen bestehenden Diagonalen-Paare durch Bolzen von 7,6 cm Durchmesser bewirkt. Alle durch die vier untersten Geschosse der Laibungswände der hohen Pfeiler reichenden Zwischenständer sind ebenfalls aus zwei ⊏-Eisen konstruiert, welche durch Gitterstäbchen zu einem rechteckigen Prisma verbunden sind. An den Kreuzungen dieser Zwischenständer mit den Diagonalen sind letztere mit Augen versehen, durch jene Ständer hindurch gesteckt und an dieselben mittels durchgehender Bolzen befestigt.

Die Pfeilerfüfse und deren zweiteilige Lager ergeben sich aus den Textfig. 75 bis 80, S. 68. Zunächst sind die unteren Enden der Ständer durch aufgelegte Platten verstärkt (Fig. 78 u. 79), welche sich gegen den oberen Lagerbolzen stemmen. Die beiden äufsersten dieser Platten umfassen den letzteren, sowie die beiden äufseren Rippen des oberen Lagerteiles, s. Fig. 79. Der Anschluſs der beiden untersten, aus je zwei ⊏-Eisen bestehenden Horizontalen ist durch Knotenbleche, derjenige der untersten Diagonalen der Stirn- und Laibungswand durch je zwei normal zueinander angeordnete Bolzen bewirkt, s. F. 75. Der obere Teil des gufseisernen Lagers trägt oben drei Rippen, wovon die beiden äufseren Pfannen für den oberen, 12,7 cm starken Lagerbolzen besitzen, während die mittlere den letzteren umschliefst, unten eine halbcylindrische Höhlung mit einem nach unten verlängerten Mittelstück, in welche der untere, 42,7 cm starke Lagerbolzen pafst und von jenem Mittelstück umfafst wird. Der untere Teil des gufseisernen Lagers, welcher in den Textfiguren 75 und 77 bis 80 detailliert dargestellt ist, trägt oben die Pfanne für den unteren Lagerbolzen, unten die durch Rippen verstärkte kreisförmige Unterlagsplatte von 1,143 m Durchmesser, welche auf dem Mauerwerk aufruht und durch je fünf Ankerschrauben mit dem Fundamentmauerwerk verbunden ist. Die steinernen Unterbauten sind für jeden Ständer getrennt angeordnet.

Schliefslich sei bemerkt, dafs man einige Bemerkungen über die Ausbildung der Formen der eisernen Turmpfeiler im VI. Kapitel, S. 532 findet.

Fig. 75. Fig. 76. Fig. 77.

Schnitt cd (Fig. 75).

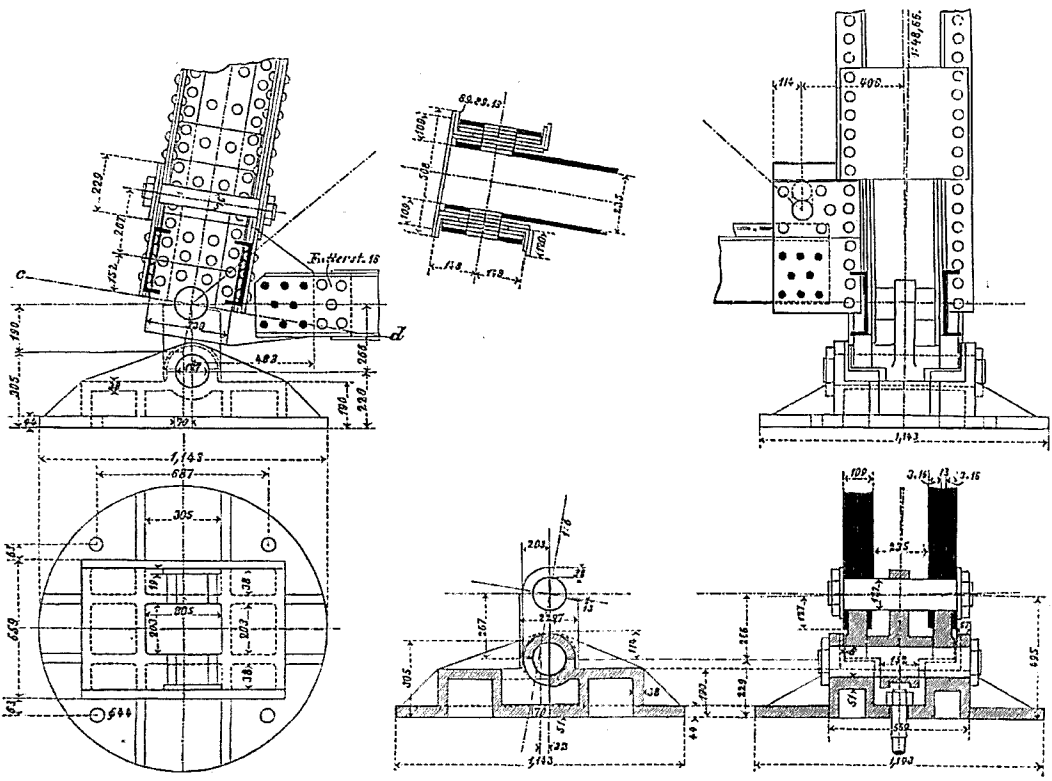


Fig. 78. Fig. 79. Fig. 80.

M. 1:30.

§ 10. Die eisernen Gerüstpfeiler *(trestle works)*. Die von den Amerikanern bei dem geringen Werte ihres Holzes und dem hohen Preise ihrer Menschenkräfte, zuweilen auch, wie bei dem sumpfigen Boden des Urwaldes, in Ermangelung von Erdmaterial, zumeist auch der rascheren Ausführung wegen, an Stelle langer und hoher Eisenbahndämme gesetzten Unterstützungen der Bahngleise waren anfangs aus Holz und nach Art der Baugerüste konstruiert, bei welchen nahe stehende, mehr oder minder hohe, seitlich abgestrebte Joche, wo nötig in mehreren lotrechten Abständen durch fortlaufende Längsbalken verbunden und mit denselben hinreichend versteift werden. Die geringen Spannweiten von 4 bis höchstens 8 m, welche eine verhältnismäfsig geringe Belastung der Joche zur Folge hatten, gestatteten einfache, in Geschosse von geringer Höhe geteilte Pfeilerkonstruktionen, die man selbst bei gröfseren Höhen aus kurzen Stücken zusammenbauen konnte. Die Brückenbahn wurde bei den angegebenen Spannweiten durch einfache und verstärkte Balken oder durch einfache und zusammengesetzte Sprengwerke unterstützt, wovon die Gerüstbrücken der Union-Pacific-Bahn, Central-Pacific-Bahn, der Louisville-Cincinnati- und Lexington-Bahn, sowie der Philadelphia- und Reading-Bahn Beispiele geben.[44]) Hierbei waren die Joche aus einer Reihe von seitlich abgestrebten, durch wag-

[44]) Vergl. Zeitschr. d. österr. Ing.-Ver. 1876, S. 25 ff.; ferner die erste Abteilung dieses Werkes, S. 440.

rechte Zangen verbundenen und durch gekreuzte Streben versteiften Pfählen oder Pfosten gebildet, welche entweder eingerammt waren oder auf hölzernen Schwellen ruhten, die unmittelbar auf dem Boden lagen oder untermauert waren. Um die Öffnungen dieser Jochbrücken, besonders bei hohen Jochen mit mehreren Geschossen, vergrößern zu können, ohne die Trag- und Standfähigkeit dieser Bauwerke zu vermindern, ersetzte man später die erwähnten Träger der Brückenbahn durch hölzerne Gitterträger und faßte je zwei Joche zu einem Pfeiler zusammen, indem man sie nach Art von Baugerüsten mit den nötigen Längs- und Querverbindungen versah und die so gebildeten lotrechten und wagrechten Felder durch Diagonalen aussteifte. Ein hervorragendes Beispiel dieser hohen Gerüstbrücken, bei welchem die aus je zwei nahe gestellten, gekuppelten Jochen bestehenden, zum Teil in elf Geschosse geteilten Pfeiler zwischen allen Geschossen unter sich noch mittels durchgehender Längsbalken verbunden waren, bildete der in der Central-Pacific-Bahn erbaute Dale creek-Viadukt, dessen Pfeiler man gegen Sturmdruck noch durch eiserne Bodenanker sicherte. Später ließ man die Längsbalken fort, rückte aber die gekuppelten Joche weiter auseinander, um ihre Standfähigkeit zu erhöhen und bildete dieselben zu breiten Fachwerkpfeilern mit gleichen, nicht zu großen Abständen aus, um den Überbau aus gleichen, nicht zu schweren Trägern herstellen zu können. So erhielt eins der größten Bauwerke dieser Gattung, der von Seymour erbaute, im Jahre 1855 dem Verkehr übergebene, später abgebrannte hölzerne Viadukt über den Genessee-Fluß bei Portage in der Buffalo- und New-York-City-Bahn 16 mit Howe'schen Trägern überspannte Öffnungen von 15,24 bis 16,46 m Weite von Mitte zu Mitte der Pfeiler, während die im Flußbett auf steinernem Unterbau stehenden Pfeiler bei einer Höhe von 57,4 m fünf Stockwerke besaßen. Nachdem seit den 40er Jahren der größeren Feuersicherheit und Dauer wegen Gitter- und Fachwerkträger in Eisen hergestellt worden waren, wurden von den 50er Jahren ab auch die hölzernen Joche und Pfeiler erst in Holz und Eisen und zuletzt ganz in Eisen nachgebildet. Hierbei wurden die gedrückten Teile aus Holz, die auf Zug beanspruchten aus Schmiedeisen hergestellt, wovon der im Jahre 1870 erbaute, 250 m lange Viadukt der New-York- und Oswega-Midland-Bahn über Lyon Brook ein interessantes Beispiel giebt. Dieses Bauwerk enthält 24 Öffnungen von je 9,1 und eine Öffnung von 30,8 m Spannweite, übersetzt die Thalsohle in einer Höhe von 47 m über dem Meeresspiegel und erforderte einen kaum höheren Aufwand als eine Dammschüttung mit einer Überbrückung des Flusses durch Howe'sche Träger in erheblich geringerer Höhe.[45])

Bei diesen Nachbildungen wurde anfangs zu den Ständern und deren Querverbänden Gußeisen und nur zu deren Aussteifungen Schmiedeisen, später zu allen Teilen der Gerüstpfeiler Schmiedeisen verwendet. Hierbei stellte man zunächst eiserne, seitlich verstrebte oder unverstrebte Joche in geringen Abständen mit einfachen Reihen von Säulen oder Pfosten her, die man einschraubte oder mit steinernen Sockeln verankerte und durch eiserne Quer- und Diagonalverbände normal und parallel zur Brückenachse genügend verband und aussteifte. Später behielt man zwar zur Verminderung der Einheitsbelastung des Baugrundes geringe Abstände der Joche bis zu höchstens 10 m bei, faßte aber je zwei Joche zu einem Pfeiler zusammen, dessen Pfosten jedoch oben einen Abstand von mindestens je 3 m erhielten und unter sich in einer ihrer Höhe entsprechenden Zahl von Geschossen durch Horizontal- und Diagonalbänder normal und parallel zur Brückenachse verbunden waren. Hierbei legte man zum Zweck billigerer und rascherer Ausführung

[45]) Vergl. Steiner. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878, S. 142 u. ff.

fast durchweg gleiche Stützweiten des Brückenträgers und gleiche Geschofshöhen der Pfeiler zu Grunde.

Die Aufstellung dieser Gerüstbrücken kann mit den einfachsten Mitteln bewirkt werden, indem ihre einzelnen Teile in den Werkstätten vollkommen zusammengerichtet und an Ort und Stelle aneinandergefügt werden, ohne einen Niet einziehen zu müssen. Hierbei genügen eine tragbare Schmiede, einige Seile, Blöcke, zwei einfache Winden und wenige Werkzeuge; die Aufstellung selbst wird durch einen geschickten Vorarbeiter mit einigen gewöhnlichen Arbeitern bewirkt.

Im Gegensatze zu den hölzernen wurden die eisernen Gerüstbrücken nicht nur als definitive, sondern auch als interimistische Bauten von längerer oder kürzerer Dauer zur Ausführung gebracht und in letzterer Beziehung besonders als Anschlüsse für gröfsere Strombrücken oder zur Bildung der Aufahrtsrampen bei hohen Brücken ausgeführt. Bemerkenswerte Beispiele dieser Anwendung der Gerüstbrücken liefern u. a. die bezw. im Jahre 1872 und 1877 erbauten Brücken bei Leavenworth und Poughkeepsie und der östliche Theil der Brücke über den Mississippi bei St. Louis.

I. Die gufseisernen Gerüstpfeiler. Die einfachsten Konstruktionen dieser Art bestehen aus Reihen lotrecht stehender, hohler gufseiserner Säulen oder Pfosten auf gemauerten Fundamenten, womit sie verankert sind, während ihre Quer- und Längsverbindung teils aus gufseisernen Stäben und massiven oder durchbrochenen Platten, teils aus schmiedeisernen Zugstangen hergestellt sind. Hierbei sind die Reihen der Säulen oder Pfosten entweder und zwar gewöhnlich, einfach, oder aber doppelt und dann die Ständer gekuppelt. Zur Vermehrung der Standfähigkeit, besonders höherer Gerüstpfeiler, werden die gufseisernen Ständer mehr oder minder geneigt angewandt und dann auch in ihrer Mitte, sowohl normal als auch parallel zur Brückenachse nochmals verbunden. Die Ständerschäfte werden ein- oder mehrteilig hergestellt und meist in besondere gufseiserne Schuhe und Kappen gesteckt, welch erstere mit den Fundamenten verbunden und welch letztere an die oberen Quer- und Längsverbindungen befestigt sind. Die Aussteifung der von den Ständern mit ihren Quer- und Längsverbindungen gebildeten Felder wird durch schmiedeiserne Zugstangen bewirkt, welche durch eingegossene Ösen gesteckt und mittels starker Muttern angezogen werden. Von dieser Konstruktion giebt der auf T. IV, F. 18 bis 24 dargestellte Trayrun-Viadukt in der Baltimore-Ohio-Bahn ein ebenso frühes, als wegen seiner Kühnheit bemerkenswertes Beispiel.

Die im Querschnitt paralleltrapezförmigen Pfeilerwände desselben (T. IV, F. 18) haben eine Höhe von 16,84 m bei einer oberen und unteren Breite von bezw. 5,02 und 8,52 m. Die aufsen achteckigen, innen hohlen Ständer mit 13,5 cm innerem Durchmesser und 3,33 cm Wandstärke besitzen mithin eine Neigung von fast $\frac{1}{10}$ und sind nahezu in ihrer Mitte sowie oben mittels durchbrochener gufseiserner Platten verbunden, während in die beiden so gebildeten paralleltrapezförmigen Felder ein Diagonalverband aus 2 cm starken Rundeisen eingeschaltet ist. Doppelte Rundeisen verbinden die beiden Ständerköpfe, während die beiden Ständerfüfse mit gufseisernen, in grofse Quader eingelassenen Schuhen versehen, also nur durch das zwischen und neben jenen Quadern befindliche Mauerwerk verbunden sind. In der Längenansicht bilden die Ständer unter sich und mit dem Überbau abwechselnd je zwei rechtwinklige, mit den Spitzen nach unten und einfache gleichschenklige, mit den Spitzen nach oben gerichtete Felder und sind mitten und oben ebenfalls mittels durchbrochener gufseiserner Platten verbunden. Die Ständer stehen zu je drei in gufseisernen Schuhen (F. 20 bis 24), an welche der mittlere zugleich angegossen ist und welche parallel zur Brückenachse durch 6,8 m lange wagrechte, gufseiserne Röhren verbunden sind. Etwa in der halben Höhe sind die Säulen gestofsen und miteinander verschraubt und an diese Stöfse schliefsen sich die früher erwähnten, zur Brückenachse parallelen und normalen gufseisernen Platten an, welche daselbst mit Hilfe der in einer wagrechten Ebene angebrachten schmiedeisernen Diagonalstangen einen durchgehenden Horizontalverband herstellen. Die Köpfe der Ständer (F. 20) haben kurze Zapfen, in welche die durchbrochenen,

unten bogenförmigen, oben wagrechten, aus einem Stück gegossenen, 8,53 m langen Querträger, sowie die ähnlich geformten, je 3,96 m langen Längsträger sich einsetzen. Wegen dieser bedeutenden Entfernung der Querträger sind die Fahrschienen noch durch je zwei hölzerne Langschwellen unterstützt, welche zwischen je zwei gufseisernen Ansätzen gelagert sind.

II. Die schmiedeisernen Gerüstpfeiler. Unter die einfachsten Konstruktionen dieser Art gehören die aus runden massiven, eingeschraubten Pfählen bestehenden Pfeiler, deren Standfähigkeit durch die Verbindung und Versteifung der einzelnen Pfähle mittels gekreuzter schmiedeiserner Diagonalen, welche an geeignete Klemmbänder mittels Ösen und Bolzen angeschlossen werden, entsprechend vermehrt wird. Die Pfähle werden dann unten in besondere gufseiserne Pfahlschrauben gesteckt und oben mit gufseisernen Kappen abgedeckt, welche zugleich die Quer- und Langträger der Brückenbahn aufnehmen. Ein interessantes Beispiel dieser Konstruktion geben u. a. die Pfeiler der auf T. IV, F. 10 bis 17 dargestellten Landungsbrücke in der Delaware-Bai bei Lewes.[46]) Diese 518,46 m lange Brücke besitzt auf 352,04 m vom Ufer ab eine Brückenbahn von 6,7 m Breite, wovon die eine Hälfte für ein Gleis, die andere Hälfte für Wagenverkehr bestimmt ist, auf eine weitere Länge von 166,42 m eine solche von 13,1 m Breite, wovon die eine Hälfte zwei Gleise, die andere Hälfte den Wagenverkehr aufnehmen soll. Die Unterstützung dieser Brückenbahn wird durch 89 gleichweit voneinander entfernte Pfeiler bewirkt, welche hiernach einen Abstand von je 6,4 m haben. Jeder dieser Pfeiler besteht unter dem schmaleren Teile der Brückenbahn aus je drei (F. 11), und unter dem breiteren Teile derselben aus je fünf (F. 12) je 3,2 m voneinander entfernten, schmiedeisernen Schraubenpfählen.

Die Abmessungen dieser Schraubenpfähle wachsen vom 1ten bis zum 55ten Pfeiler, an welchem der breitere Teil der Brückenbahn beginnt, von 4,87 m Länge und 13 cm Durchmesser auf 9 m Länge und 14,4 cm Durchmesser und von da bis zum 57ten Pfeiler auf 10,21 m Länge und 15,5 cm Durchmesser, wobei sie durchschnittlich bis zu 3,05 m Tiefe eingeschraubt sind. Hinter dem letztgenannten Joch erhielten wegen des beträchtlichen Absinkens der festen Bodenschicht die aus einem Stück geschmiedeten Pfähle bis zum 81ten Pfeiler eine Länge von 16,46 m bei einer Stärke von 21 cm. Die Querverbindung der Schraubenpfähle besteht je nach der Wassertiefe aus einer Reihe oder aus zwei übereinander befindlichen Reihen gekreuzter, durch Stangenschlösser regulierbarer Zugstangen, während deren Längsverbindung aus ähnlichen Kreuzen besteht, welche der Absenkung des Seebodens entsprechend an Höhe zunehmen. Das untere Ende der Schraubenpfähle ist zur besseren Befestigung der mit sechseckiger Öffnung gegossenen Schraubenhülse auf eine Länge von 30 cm gleichfalls sechseckig geschmiedet und überdies mit derselben durch einen quer durchgesteckten Stift vernietet. Die in F. 17[a] und 17[b] dargestellten Schraubenflantschen, deren Peripherien sich einer archimedischen Spirale nähern und aus zwei Schraubengängen mit halbem Umgang bestehen, haben an ihrem breitesten Teile einen Durchmesser von 0,78 m und eine Höhe von 26 cm. Auf dem oberen, cylindrisch abgedrehten Ende der Schraubenpfähle sitzen gufseiserne Kappen, s. F. 13 u. 14, an welche Lappen zur Befestigung sowohl der in lotrechter Ebene liegenden, als auch der nötigenfalls in einer wagrechten Ebene unter der Brückenbahn anzubringenden Zugstangen angegossen sind. Jene Kappen nehmen über den äufseren und mittleren Pfählen quadratische, 30 cm starke Längsträger auf, in welche über den Pfählen doppelte 22,5/22,5 cm starke, zwischen denselben 10/22,5 cm starke Querträger von oben eingelassen und mit ihnen durch bezw. je 4 und je 2 Bolzen verschraubt sind. Diese Querträger nehmen die Längsschwellen der Gleise, sowie den Bohlenbelag der Fahrbahn auf. Die Befestigung der zur Verbindung der Schraubenpfähle dienenden Versteifungskreuze ist oben durch die doppelten Lappen jener gufseisernen Kappen, unten durch schmiedeiserne, in die etwas abgedrehten Stellen der Schraubenpfähle mittels Bolzen eingepresste Klemmbänder bewirkt, zwischen welche die runden, an den Enden mit Ösen versehenen Zugstangen (F. 15[c]) eingeführt und durch horizontale Bolzen festgehalten sind. Jene Klemmbänder erhalten die in den Figuren 15[a] u. 15[b] dargestellte Anordnung.

---

[46]) Vergl. Heinzerling. Bau der Landungsbrücke bei Lewes. Deutsche Bauz. 1874, S. 196; ferner Ann. des ponts et chaussées 1884. II., auch Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.

Was die Ausführung dieser Brücke anlangt, so wurde der von dem festen Kies dem Einschrauben der Pfähle entgegengesetzte Widerstand teils durch einen in F. 16 hinsichtlich seines mittleren Teiles dargestellten Drehmechanismus — wobei drei cylindrische, 15 cm lange, 2,5 cm starke Stahlstifte beim Andrehen des Horizontalrades innerhalb der allmählich verengten Schlitze desselben so fest an den Pfahl geprefst wurden, dafs derselbe der Drehbewegung folgen mufste — teils durch einen Wasserstrahl überwunden, den man während der Drehung mittels einer Pumpe auf die Oberfläche der Schraubenflantsche spielen liefs. Die Pfähle wurden mit Hilfe des Theodoliten und Lotes bezw. eiuvisiert und eingesenkelt; nach dem Einschrauben sämtlicher Pfähle eines Joches verband man dieselben durch die Diagonalstangen, was bei den unter Wasser befindlichen durch Taucher bewirkt wurde. Die Pfeiler wurden nach Herstellung der Brücke an deren breiterem Teil mit isolierten Schraubenpfählen umgeben, um die beim Anlegen der Schiffe zu befürchtenden Stöfse aufzufangen. Das Einschrauben von je vier kürzeren Pfählen hat einen Arbeitstag zu acht Stunden, von je sechs der längsten Pfähle fünf Arbeitstage erfordert.

Die eisernen Gerüstpfeiler aus je zwei untereinander verbundenen Jochen mit zwischen dieselben eingeschalteten Brückenträgern werden von verschiedenen Brückenbau-Anstalten Nordamerikas hergestellt und von den Eisenbahnverwaltungen oft in bedeutender Ausdehnung angewandt. So wies die Cincinnati-Südbahn bereits im Jahre 1876 eine Anzahl Gerüstbrücken von nicht weniger als 4,7 km Gesamtlänge auf, worunter sich mehrere von einer Höhe bis zu 46 m befanden.

Die Pfosten dieser Gerüstpfeiler bestehen meist aus je zwei gröfseren oder kleineren ⊏-Eisen, welche teils durch darüber genietete Platten, teils durch flache Gitterstäbe vereinigt sind. Diese Pfosten sind paarweise normal und parallel zur Brückenachse oben, unten und wo nötig dazwischen durch Querstücke aus Gitterwerk und gekreuzte Zugstangen verbunden und ausgesteift. Sie stecken in der Regel in vier schmiedeisernen, aus Grundplatten und Winkellappen bestehenden, durch Steinschrauben auf niedrigen Steinfundamenten befestigten Schuhen, wovon nur einer fest, die übrigen den Längenveränderungen der Querstäbe bei Temperaturwechsel entsprechend sich in länglichen Schraubenlöchern hin und her verschieben können. Einzelne Joche, wie sie an den Enden, also an den niedrigeren Teilen der Viadukte vorkommen, werden den Längenveränderungen der Träger entsprechend als Pendelpfeiler konstruiert.

Unter die bedeutendsten Ausführungen dieser Art gehört der im Jahre 1875 in der Linie New-York-Buffalo der Erie-Bahn an Stelle eines abgebrannten, von Seymour erbauten hölzernen Viaduktes unter Leitung von Morison, Ingenieur der Erie-Bahn, von der Watson-Manufacturing Company innerhalb 86 Tagen errichtete schmiedeiserne Portage-Viadukt über den Genessee[47]), welcher durch sechs Pfeiler — vier von 61 m, einen von 49,41 m und drei von 15 m Höhe — in sieben Felder — eins von 36,5 m, zwei von 30,5 m und vier von 15,25 m Weite — geteilt ist. Die Pfeiler bestehen aus je vier Ständern, welche parallel zur Bahnachse je 15,25 m voneinander abstehen, senkrecht zu derselben oben je 6,1 m, unten bei einem Neigungsverhältnis von 1:8, bezw. 21,35 m bei dem höchsten, 18,47 m bei dem mittleren und etwas unter 10 m bei dem niedrigsten Pfeiler voneinander entfernt sind. Diese eisernen Pfeiler ruhen auf den von der abgebrannten Brücke herrührenden, gemauerten Sockeln und nehmen oben trapezförmige, nach dem System Pratt konstruierte, unter der Brückenbahn angebrachte Träger auf.

Die Pfeilerständer haben vier Seiten, wovon drei aus Blechen gebildet sind, während die vierte aus Gitterwerk besteht. Vier ihrer ganzen Länge nach durchgeführte Winkeleisen verbinden die je 7,6 m hohen Säulenelemente, in welche am oberen Ende ein Kernstück eingenietet ist, welches in das untere, offene Ende des nächst höheren Stückes pafst und mit demselben durch einen Bolzen verbunden ist, wel-

[47]) Vergl. Jonrn. of the American Society of Civil-Engineers 1876, Januar; Scientific American Supplement 1876, No. 4; auch Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 142.

cher auch den Diagonalverbindungeu zum Anschlufs dient. Die an den einzeluen Stöfsen eingeschalteten Querverbindungen der Ständer bestehen aus niedrigen Gitterbalken, während die hierdurch in den einzelnen Pfeilerwändeu gebildeten Felder durch doppelte, mit Spannschlössern versehene, regulierbare Rundeisen ausgesteift sind. Der Anschlufs beider an die Ständer ist mittels kräftiger, durch die letzteren gesteckter Bolzen bewirkt. Um die horizontalen Querverbände in den Laibungswänden der beiden höchsten Pfeiler etwas auszusteifen, sind in der Mitte zwischen den beiden geneigten Säulen 38 m hohe, durch drei Felder reichende, lotrechte Zwischenstützen eingeschaltet und diese in den beiden unteren Geschossen durch leichtere, zur Bahnachse parallele Querbalken verbunden. Um die durch jene Horizontalbalkeu gebildeten rechteckigen Felder auszusteifen, sind nicht nur starke Diagonaldrähte eingezogen, sondern auch in der Nähe ihrer Ecken Winkeleisenstücke so auf jene Balken genietet, dass sie mit letzteren ein Achteck bilden.

Bei der Ausführung wurde das Eisenmaterial in die Thalsohle geschafft und die Aufstellung der Pfeiler mit Hilfe von Gerüsten bewirkt, welche auf den Pfeilern selbst ruhten und von Geschofs zu Geschofs gehoben wurden. Zur Montierung der Brückenträger wurden leichte Dienstbrücken aufgehifst, auf welche man die einzelnen Eisenteile hinaufwand und diese oben zusammensetzte.

Das Gewicht des aufgewendeten Eisens beträgt bei

1.	den Säulen des 1ten Pfeilers	21980 kg
2.	„ „ „ 2ten „	129055 „
3.	„ „ „ 3ten „	126060 „
4.	„ „ „ 4ten „	83940 „
5.	„ „ „ 5ten „	26250 „
6.	„ „ „ 6ten „	19895 „
7.	„ 10 Felderu von je 15,25 m Höhe	89555 „
8.	„ 2 „ „ „ 30,5 m „	58490 „
9.	„ dem Feld „ 36,5 m „	39075 „
	zusammen	594300 kg.

Der vorbeschriebenen verwandte Pfeiler-Konstruktionen werden auch von anderen Eisenbahnunternehmungen der Vereinigten Staaten Nordamerikas ausgeführt. So legen die von der Cincinnati-Südbahn im Jahre 1876 aufgestellten Normalien für schmiedeiserne Viadukte gleiche Spannweiten und Geschofshöhen von je 9,14 m Höhe zu Grunde, wobei

Fig. 81. Fig. 82.

Viadukt der Cincinnati-Südbahn. M. 1:300.

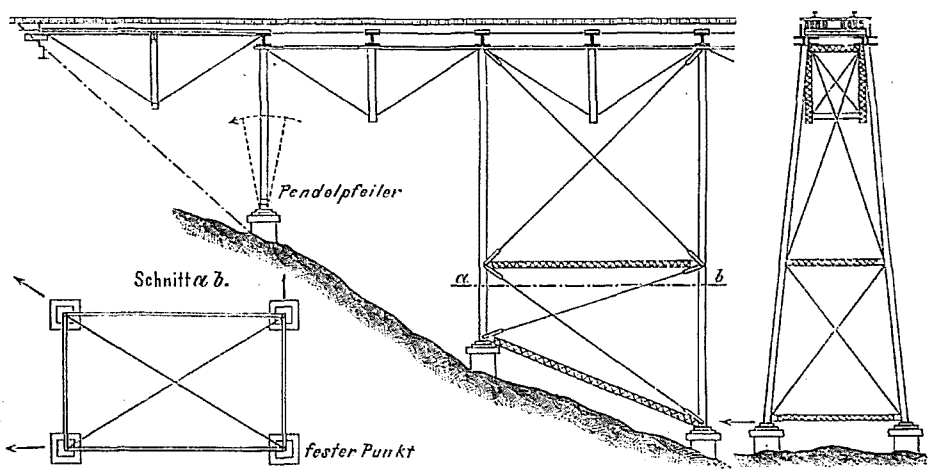


Fig. 83.

die einzelnen Brückenfelder von unten durch einfache Hängeböcke unterstützt und je zwei Ständerpaare durch Gitterbalken und Diagonalstangen zu einem Fachwerkpfeiler vereinigt werden, s. Fig. 81 bis 83. Hierbei sind je zwei gegenüber stehende Säulen in dem Verhältnis von $\frac{1}{8}$ gegeneinander geneigt und in lotrechten, zur Bahnachse normalen

Ebenen aufgestellt. Die Verbindung der Säulen unter sich ist durch gekreuzte Diagonalen bewirkt (Fig. 81, 82), während die Säulenfüfse auf niedrigen Steinfundamenten ruhen. Der statischen Berechnung sind einheitliche Annahmen[48]) zu Grunde gelegt, woraus die Spannungen und Abmessungen der einzelnen Teile ermittelt sind.

Fig. 84. Fig. 85.

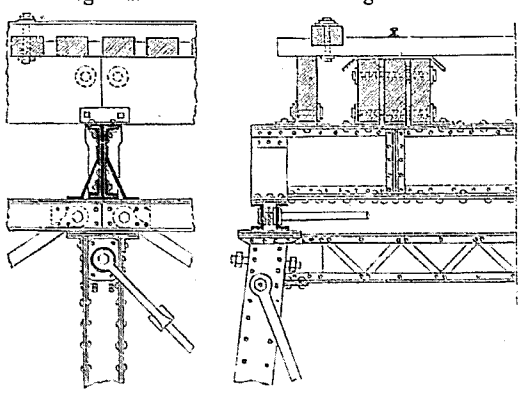
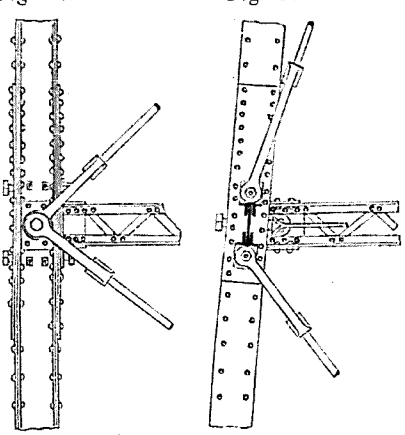


Fig. 86. Fig. 87.



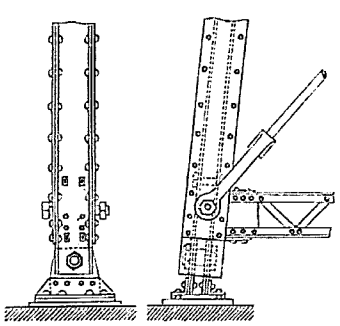


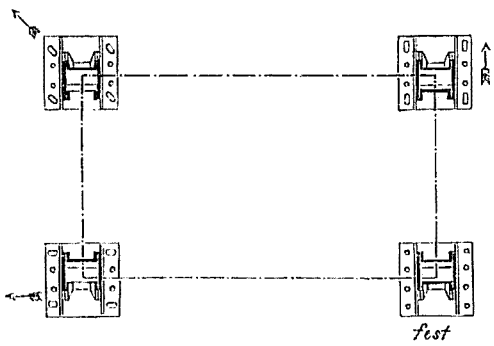
Fig. 88. Fig. 89. M. 1:50.

Die Ständer bestehen aus je zwei zur Bahnachse paralleleu U-Eisen von 17,8 × 6 × 6 cm Quersehnitt und je zwei zu ihr normalen Platten von 25,4 × 0,8 cm Stärke, welche ein geschlossenes Rechteck bilden, während die zur Querverbindung dienenden Gitterbalken aus einfachen, 4,5 × 0,9 cm starken, durch je vier 7,6 × 6,3 starke Winkeleisen gegurteten Gitterstäben zusammengesetzt und die zur Aussteifimg dienenden Diagonalen aus Rundeisen hergestellt werden. Die Anschlüsse der Gitterbalken an die Ständer sind mittels je zweier oben und unten angebrachter, wagrechter Winkellappen bewirkt, welche parallel und normal zur Bahnachse bezw. an die Platten uud an die inneren Stegseiten der U-Eisen genietet sind. Die Rundeisen-Diagonalen in den Stirn- und Laibungswänden der Pfeiler sind mittels normal bezw. parallel zur Bahnachse durch die Ständer gesteckter Bolzen, gabelförmiger, aus Flacheisen gebogener Laschen und durch D-förmige Einsätze gebildet, welche von jenen Flacheisen an ihrer runden Seite umschlossen und von jenen an deu Enden mit Muttern versehenen Rundeisen durchsetzt werden. Die zwischen den einzelnen Geschossen eingespannten gekreuzten, auch aus Rundeisen bestehenden Diagonalen sind mittels gekröpfter, mit Augen versehener Enden an dieselben Bolzen angeschlossen, worau die Diagonalen der Laibungswände befestigt sind, zu welchem Zwecke man die Stehbleche der horizontalen Gitterbalken etwas ausgeschnitten hat. Die Füfse uud Köpfo der Ständer sind durch doppelte Winkellappen gebildet, dereu Vertikalschenkel an die Laibungeu der letzteren und deren Horizontalschenkel an die bezw. daruuter und darüber gelegten Platten genietet siud. Auf deu letzteren ruhen die aus je zwei U-Eisen gebildeten Horizontalbalken der Träger, an dereu Enden die aus je zwei Flacheisen bestehenden Spannbänder mittels Bolzen und an deren Mitte die — aus je zwei durch Gitterstäbe verbundenen U-Eisen bestehenden — Druckpfosten mittels U-förmig gebogener Bleche und Winkellappen durch Niete angeschlossen sind. Um ein Lösen der Muttern durch Erschütterungen zu verhüten, werden die Bolzenenden nach dem Anziehen der Muttern gespalten.

Die Eiguren 84 und 85 zeigen die Stirn und die Laibung eines Pfeilerkopfes, Fig. 86 und 87 die

[48]) So ist z. B. das Eigengewicht der Träger für ein Meter Gleis zu 1130 kg, der Pfeiler für jedes Gosohofs zu 2576 kg, das Gewicht der Personenwagen zu 1480 kg für den m, der Winddruck f. d. qm zu 153,6 kg, auf die Träger einer Öffnung zu 1264 kg, auf jedes Geschofs der Pfeiler zu 635 kg angenommen. Der Berechnung von Viadukten in der geraden Streeke wird Winddruck auf Personenwagen, von Viadukten in der Kurve Winddruck nnd Centrifugalkraft von Lokomotiven, welche an Schienenoberkante angreift, zu Grunde gelegt. Spannungen in

Fig. 90.



Stirn und die Laibung eines Zwischenknotens, Fig. 88 und 89 die Stirn und die Laibung eines Säulenfufses, während Fig. 90 den Grundrifs der vier Säulenfüfse darstellt, wovon einer fest mit seiner Unterlagplatte und dem Mauerwerk verankert ist, jeder der drei übrigen sich mittels ovaler, in seinem Schub angebrachter Bolzenlöcher nach der in der Figur angegebenen Richtung verschieben kann.[49])

§ 11. Gewichte und Kosten eiserner Brückenpfeiler. Die Gewichte eiserner Brückenpfeiler wachsen mit den Stärken ihrer einzelnen Teile und diese letzteren mit den Höhen der Brückenpfeiler und den Belastungen, welche sie zu tragen haben. Letztere setzen sich aus dem Eigengewichte des Überbaues und dessen Verkehrsbelastung zusammen und nehmen daher sowohl mit der Verkehrslast als auch mit der Stützweite der Träger zu. Aufserdem ist nicht nur das angewandte Konstruktiousmaterial, sondern auch die mehr oder minder rationelle Konstruktionsweise auf das Gewicht der eisernen Brückenpfeiler von nicht unerheblichem Einflufs.

Bezeichnen h die Höhe eines Pfeilers, l die Stützweite des darauf ruhenden Überbaues, a und b konstante, von dem Konstruktionsmaterial und der Konstruktionsweise des Pfeilers abhängige Erfahrungskoeffieienten, so beträgt annähernd das Eigengewieht des Höhenmeter Pfeiler

$$e = b \,.\, h + a \,.\, l \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 71.$$

Werden ferner mit c die mittleren Kosten der Tonne Eisenkonstruktion des Pfeilers mit Einschlufs ihrer Aufstellung bezeichnet, so ergeben sich die Kosten des Höhenmeter Pfeiler

$$k = c \,.\, e = c\,(b \,.\, h + a \,.\, l), \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 72.$$

mithin die Kosten des ganzen eisernen Pfeilers

$$K = k \,.\, h = c\,(b \,.\, h^2 + a \,.\, l \,.\, h), \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 73.$$

ohne Sockelmauerwerk und Verankerung.

In diese Gleichungen sind die jeder Viadukt- uud Pfeilergattung entsprechenden Werte von c, b und a einzuführen. Für die Tonne Gufs- und Schmiedeisenteile kann c bezw. 300—400 und 500—700, also für kg im Mittel $c_g = 0{,}35$ und $c_s = 0{,}6$ M. gesetzt werden, während die Werte b und a für gemischteiserne uud schmiedeiserne Pfeiler ein- und zweigleisiger Eisenbalmbrücken verschieden anzunehmen sind.

1. Bei Turmpfeilern eingleisiger Eisenbahnbrücken mit gufseisernen Ständern uud schmiedeisernem Stabwerk kann man für m und kg annähernd das Eigengewieht ihres Höhenmeter

$$e = 16{,}33 \,.\, h + 32{,}82 \,.\, l \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 74.$$

setzen; dasselbe besteht aus dem Gewichte $g = m \,.\, c$ des Gufseisens und aus dem Gewichte $s = e\,(1 - m)$ des Schmiedeisens. Hierbei kann der Faktor m zn 0,64 bis 0,58, also im Mittel $m = 0{,}61$ angenommen werden.

---

der Richtung der Bahnachse entspreehen der gleitenden Reibung eines gobremsten Güterzuges mit 0,2 der Last. Boi Berechnung der Träger nnd der Säulen wird für Stöfse ein Zuschlag von 30% bezw. der Verkehrsbetastung und der Verkehrs- samt Eigengewiehts-Belastung angesetzt.

[49]) Näheres hierüber s. Specifikation für Brüokeu und *trestle works* der Cincinnati-Südbahn vom 1. Juni 1876 in Steiner, Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878, S. 229 ff.

Neunt man die mittleren Kosten der Tonne Guſs- und Schmiedeisen bezw. c_g und c_s, so betragen die Kosten des Höhenmeter Pfeiler

$$k = c_g \,.\, g + c_s \,.\, s = e\,[c_g \,.\, m + c_s\,(1 - m)]$$
$$= (b \,.\, h + a \,.\, l)\,[k_g \,.\, m + k_s\,(1 - m)] \quad \ldots\ldots\ldots \quad 75.$$

und, wenn die mittleren Zahlenwerte eingeführt werden,

$$k = (16{,}33 \,.\, h + 32{,}82 \,.\, l)\,[0{,}35 \,.\, 0{,}61 + 0{,}6 \,.\, 0{,}39], \quad \ldots\ldots \quad 76.$$

woraus die Gesamtkosten des Pfeilers in Mark

$$K = 0{,}45\,(16{,}33 \,.\, h + 32{,}82 \,.\, l)\,h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 77.$$

gefunden werden.

2. Bei Turmpfeilern zweigleisiger Eisenbahnbrücken mit gufseisernen Ständern und schmiedeisernem Stabwerk kann man für m und kg annähernd das Eigengewicht ihres Höhenmeter

$$e = 27{,}27 \,.\, h + 54{,}80 \,.\, l \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 78.$$

annehmen, worin beiläufig das Gewicht des Gufseisens $g = 0{,}61 \,.\, e$ und das Gewicht des Schmiedeisens $s = e\,(1 - 0{,}61) = 0{,}39 \,.\, e$ beträgt. Werden noch die Kosten c_g und c_s eingeführt, so ergeben sich die Kosten des Höhenmeter Pfeiler

$$k = (27{,}27 \,.\, h + 54{,}80 \,.\, l)\,(0{,}35 \,.\, 0{,}61 + 0{,}6 \,.\, 0{,}39) \quad \ldots\ldots \quad 79.$$

und die Gesamtkosten eines solchen Pfeilers in Mark

$$K = 0{,}45\,(27{,}27 \,.\, h + 54{,}80 \,.\, l)\,h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 80.$$

3. Bei schmiedeisernen Turmpfeilern eingleisiger Eisenbahnbrücken läfst sich für m und kg annähernd das Eigengewicht des Höhenmeter Pfeiler

$$e = 17{,}17 \,.\, h + 50{,}44 \,.\, l, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 81.$$

also dessen Kostenbetrag

$$k = c_s\,(17{,}17 \,.\, h + 50{,}44 \,.\, l) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 82.$$

setzen. Wird der mittlere Zahlenwert für c_s eingeführt, so erhält man die Kosten des ganzen Pfeilers in Mark

$$K = 0{,}6\,(17{,}17 \,.\, h + 50{,}44 \,.\, l)\,h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 83.$$

4. Bei schmiedeisernen Turmpfeilern zweigleisiger Eisenbahnbrücken kann man für m und kg annähernd das Eigengewicht des Höhenmeter Pfeiler

$$e = 23{,}44 \,.\, h + 69{,}45 \,.\, l, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 84.$$

mithin dessen Preis

$$k = c_s\,(23{,}44 \,.\, h + 69{,}45 \,.\, l) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 85.$$

annehmen, woraus sich nach Einführung des Zahlenwertes von c_s die Gesamtkosten eines Pfeilers in Mark

$$K = 0{,}6\,(23{,}44 \,.\, h + 69{,}45 \,.\, l)\,h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 86.$$

ergeben.[50])

Einen Überblick über Gewichte und Kosten ausgeführter gufseiserner, gemischteiserner und schmiedeiserner Turmpfeiler giebt die auf S. 77 folgende Tabelle. Addiert man die Preise der daselbst unter I. 2 bis 8 aufgeführten eingleisigen Brücken mit gemischteisernen Turmpfeilern, so erhält man als mittleren Preis 1406,8 M, während die Gufseisenkonstruktion I. 1 einen Preis von 1871,4 M. und die Schmiedeisenkonstruktionen I. 9 einen mittleren Preis von 1459,3 M. ergiebt. Hieraus folgt, dafs die angeführte Gufseisenkonstruktion wesentlich teurer als die angeführten gemischteisernen und

[50]) Eine graphische Darstellung der Kosten eiserner Turmpfeiler findet man auf Taf. I der zweiten Abteilung dieses Werkes.

Sehmiedeisenkonstruktionen ist und dafs unter den beiden letzteren, abgesehen von deren weiteren Vorteilen, die Sehmiedeisenkonstruktion nur wenig teurer erscheint. Aus den unter II zusammengestellten Preisen für zweigleisige Viadukte mit gemischteisernen Pfeilern erhält man einen Mittelpreis von 2360,1 M.

Zusammenstellung der Gewichte und Kosten eiserner Turmpfeiler.[51])

Bezeichnung der Brücken.	Höhe der eisernen Pfeiler m	Schmiedeisen kg	Gufseisen kg	Schmiedeisen und Gufseisen kg	Preis für den Höhenmeter Eisenpfeiler in Mark	Bemerkungen.
		für den Höhenmeter				
I. Eingleisige Viadukte.						
1. Brücke über die Thur bei Wyl .	14,67	314	4745	5059	1871,4	Gufseisen-Konstruktion.
2. Viadukt von San Stefano . . .	17,97	718	2100	2818	1029,4	Mit gufseisernen Säulen und schmiedeisernem Fachwerk.
3. Weifsenbach-Viadukt	18,71	1451	2303	3754	1583,6	
	27,46	1346	2225	3571	1501,0	
4. Iglava-Viadukt	21,40	1603	2299	3902	1661,2	
	26,40	1509	2267	3778	1601,6	
5. Viadukt über die Gravine bei Palagianello	27,47	737	2007	2744	1105,8	
6. Viadukt über den Cère . . .	33,9	1546	2153	3699	1579,0	
7. Viadukt von Neuvial	37,5	868	2306	3174	1281,6	
8. Viadukt von Bouble	42,5	767	2800	3567	1406,8	
	57,5	740	2580	3328	1317,8	
9. Varrugas-Viadukt	44,2	2575	380	2955	1475,8	Schmiedeisen-Konstruktion.
	54,25	2470	330	2800	1403,2	
	76,81	2610	310	2920	1468,8	
II. Zweigleisige Viadukte.						
1. Viadukt bei Bousseau d'Ahun .	20,20	1932	2941	4873	2063,4	Mit gufseisernen Säulen und schmiedeisernem Fachwerk.
	33,90	1655	2932	4587	1916,2	
2. Viadukt über die Saane bei Freiburg	43,32	2501	5001	7502	3100,8	

Um einen Überblick über die Gewichte und Kosten auch von Viadukten auf eisernen Turmpfeilern mit Einschlufs ihrer Überbaukonstruktionen zu geben, folgt eine weitere Tabelle auf S. 78.

Addiert man die Kosten des qm Ansichtsfläche der aufgeführten eingleisigen Viadukte, so ergiebt sich als mittlerer Preis 76,2 M., während die Gufseisen-Konstruktion I. 10, die Schmiedeisen-Konstruktionen I. 12,13 und die Gemischteisen-Konstruktionen 1, 3, 5 bis 8 und 11 einen mittleren Preis von bezw. 89,0, 71,6 und je 75,8 M. ergeben. Für die angeführten zweigleisigen Viadukte, welche sämtlich Gemischteisen-Konstruktionen sind, erhält man als Mittelpreis für den qm Ansichtsfläche 101,8 M. Die Preise stellen sich bezw. etwas höher und niedriger, als die entsprechenden Mittelpreise eingleisiger und zweigleisiger gewölbter Viadukte, welche sich bezw. zu etwa 60,40 und 121,2 M. ergeben.

[51]) In vorstehender Tabelle ist der Preis der Tonne Gufseisen zu 360 M., der Tonne Schmiedeisen zu 520 M. angenommen. — Vergl. Pontzen, E. Der Varrugas-Viadukt. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Ver. 1875, S. 279; auch Rziha. Der Eisenbahn-Unter- und -Oberbau, Bd. 2. Wien 1877.

Zusammenstellung der Gesamtkosten von Viadukten mit eisernen Turmpfeilern.[52])

Bezeichnung der Viadukte.	Gröfste Viadukthöhe m	Viadukt-länge m	Kosten für den m Viadukt.	Kosten für den qm Ansichtsfläche.	Bemerkungen.
I. Eingleisige Viadukte.					
1. Weifsenbach-Viadukt	38,0	163,4	3184	120,4	
2. Viadukt über die Gravine bei Palagianello	40,0	138,0	1060	—	Ohne das Mauerwerk der Sockel und Widerlager.
3. Iglava-Viadukt	42,7	373,5	4148	117,0	
4. Viadukt von San Stefano	43,5	127,0	1000	—	Ohne das Mauerwerk der Sockel und Widerlager.
5. Viadukt von Neuvial	44,0	160,3	1676	63,0	
6. Viadukt von Bellon	48,5	231,0	1854	58,0	
7. Viadukt von Cère	55,3	308,5	2104	64,8	
8. Viadukt über die Sioule bei Rouzat	58,8	180,6	2394	56,0	
9. Viadukt bei Castellanetta	60,3	202,0	1054	—	Ohne das Mauerwerk der Sockel und Widerlager.
10. Viadukt über die Sitter bei St. Gallen	62,4	163,6	3810	89,0	
11. Viadukt von Bouble	66,0	395,0	2340	51,6	
12. Viadukt von Portage	71,7	250,0	1580	36,8	
13. Varrugas-Viadukt	82,0	175,4	3910	106,4	
II. Zweigleisige Viadukte.					
14. Thouars-Viadukt	38,6	261,6	2968	106,0	Für zweigleisigen Überbau berechnet, während er nur eingleisig ausgeführt ist.
15. Viadukt von Bousseau d'Abun . .	56,5	338,7	3604	102,0	
16. Viadukt über die Saane bei Freiburg	76,0	396,0	5090	97,2	

[52]) Vergl. Rziha. Der Eisenbahn-Unter- und -Oberbau, Bd. 2. Wien 1877.

Litteratur.

(Nach der Zeitfolge geordnet.)

I. Werke und Schriften, worin verschiedene Arten von Pfeilern behandelt werden.

a. Allgemeine Werke.

Etzel, C. Brücken und Thalübergänge schweizerischer Eisenbahnen. Basel 1856.

Molinos et Pronnier. Traité de la construction des ponts métalliques. Paris 1857.

Etzel, C. Supplement zu den Brücken und Thalübergängen schweizeriseher Eisenbahnen. Basel 1859.

Klein, L. Sammlung eiserner Brücken-Konstruktionen. Stuttgart 1860—74.

Humber, W. A complete treatise on cast and wrought iron-bridge construction. London 1861.

Perdonnet et Polonçeau. Nouveau portefeuille de l'ingenieur des chemins de fer. Paris 1862—66.

Schwarz, F. Der Brückenbau. Berlin 1866.

Hartwich, E. Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn. Abteil. 1 u. 3. Berlin 1867.

Heinzerling, F. Historische Übersicht über die Anwendung des Eisens zu Brückenbauten und deren Ergebnisse für die Wahl ihres Konstruktionssystems und Eisenmaterials. Sonderdruck aus der Allgemeinen Bauzeitung. Wien 1868.

Heinzerling, F. Die Brücken in Eisen. Leipzig 1870.

Banernfeind, C. M. Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde. 2. Aud. Stuttgart 1872.

Maw and Dredge. Modern examples of road and railway-bridges. London 1872.

Becker, M. Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. 4. Aufl. Stuttgart 1873.

Rziha, F. Eisenbahn-Unter- und Oberbau. Bd. 2. Wien 1877.

Steiner, F. Über Brückenbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien 1878.

Henket, N. H. Waterbouwknnde. III. Teil, Abteil. 14. Brücken. 's Gravenhage 1879.

Die Bauwerke der Berliner Stadt-Eisenbahn, herausgegeben im Ministorium für öffentliche Arbeiten. Berlin 1886.

b. Specielle Werke und Schriften.

Nördling. Mémoire sur les piles en charpento metallique des grands viaducs. Paris 1864.
Benedikt, F. Über Brückenpfeiler aus metallischem Zimmerwerk (Deutsche Bearbeitung der vorhergekenden Abhandlung). Allg. Banz. Wien 1868—69.
Nördling. Documents rolatifs aux viaducs metalliques. Paris 1870.
Winkler, E. Vorträge über Brückenbau. Eiserne Pfeiler. Wion 1872.
Winklor, E. Desgl. Tbeorie der Gitterpfeiler. Wien 1872.
Hoinzerling, F. Eiserne Viadukte (Brücken der Gegenwart, Abteil. I, Heft 6). Leipzig 1887.
Rioso. Die Ingenieurbauwerke der Schweiz. Berlin 1887.

II. Theoretisehe Abhandlungen und Schriften über eiserne Pfeiler.

Nördiing. Mémoire sur les piles en cbarpente melallique des grands viaducs. Paris 1864.
Benedict, F. Über Pfeiler mit metallisohem Zimmerwerk. Allg. Bauz. 1868—69.
Lippold. Tbeorie der eisernen Pfeiler. Zeitscbr. f. Bauw. 1869, S. 391.
Winkler, E. Theorie der Gitterpfeiler. 1872.
Heinzerling. Elementare statische Berechnung der eisernen nnd hölzernen Fachwerkpfeiler anf analytischem nnd graphisobem Wege. Deutsche Bauz. 1876, S. 294.
Smith, R. Konstruktion und Berechnung der Gitterpfeiler für Brücken. Engineer 1880, Jnni, S. 435.
Alliovi, L. Inneres Gleicbgewioht der Pfeiler aus Metallkonstrnktion, deutsch von R. Totz. Wien 1888.

III. Artikel in Zeitschriften und Stellen in gröfseren Werken, woselbst einzelne Arten von eisernen Pfeilern behandelt werden.

1. Säulenpfeiler.

A. Gufseiserne Säulenpfeiler.

a. Feste gufseiserne Säulenpfeiler.

α. Mit verankerten gufseisernen Säulen.

Strafsenüberführung der Eisenbahn von Paris nach St. Germain bei Batignolles. Allg. Banz. 1840, S. 300.
Kavalier-Brücke in Berlin. Allg. Bauz. 1850, S. 356.
Brüeke vom Mühlendamm in Berlin. Zeitsehr. f. Banw. 1851.
Brüeke über den Tamar bei Saltasb. Allg. Banz. 1857, S. 189.
Brüeke über die Rhone in Genf. Zeitscbr. f. Bauw. 1859.
Brüeke der österreiehischen Staatsbahn über die Hauptallee des Praters bei Wion. Zeitscbr. d. österr. Ing.- n. Arch.-Ver. 1871.
Viadukt über die Bollwerkstrafse in Stettin. Rziha a. a. O., S. 217.
Wegüberführung der Wykstrafse in Stettin. A. a. O., S. 218.

β. Mit eingeschraubten gufseisernen Säulen.

Hafendamm für den Schiffsverkebr bei Gleneig im Golf St. Vincent. Ann. des pouts et chaussées 1856; auch Zeitscbr. f. Bauw. 1857, S. 238.
Projekt der Überbrückung des Lümfjord-Broen. Rziha a. a. O. S. 23 u. 219.

b. Drehbare gufseiserne Säulenpfeiler.

Brüeke über die Seine zu Conflans St. Honorine. Allg. Bauz. 1836, S. 321.
Überführung der Berlin-Anbalt'schen Bahn über die Halle'scho Hferstrafse in Berlin. Woebenbl. f. Arch. und Ing. 1880.
Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn über die Kaiser-Wilhelmstrafse. Zeitsehr. f. Banw. 1884; auch Sonderdruck. Berlin 1886.

B. Schmiedeiserne Säulenpfeiler.

a. Feste schmiedeiserne Säulenpfeiler mit verankerten Säulen.

Chemin de fer supérieur do New-York, Greenwich street. Nonv. ann. de la constr. 1869.
Viadukt von Paludate. Ann. des ponts et chaussées 1869.
Die Pfeiler der Hochbahn iu New-York. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 301.

b. Feste schmiedeiserne Säulenpfeiler mit eingeschraubten Säulen.

Hafendamm bei Curtown-Wexford. Allg. Bauz. 1850.
Leuchttürme für den Maplin-Sand, in dem Hafen Flalwod on Wyre und bei dem Belfast Lough in der Carrickfergus-Bai. Allg. Bauz. 1851.
Landungsbrücke zu Makassar auf der Insel Celebes. Allg. Bauz. 1865.
Hafenbassin-Brücke in Bremen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1885, S. 68.

2. Röhrenpfeiler.

Brücke über den Wye bei Chepstow. Molinos et Pronnier a. a. O. und Allg. Bnuz. 1852.
Brücke über den Nilarm von Damietle bei Benha. Allg. Bauz. 1853.
Brücke dor Great-Western-Bahn über die Themse bei Windsor. Molinos et Pronnier a. a. O.; auch Allg. Bauz. 1855.
Landungsterrasse von Gravesend bei London. Allg. Banz. 1857.
Brücke über den Great-Pee-Dee. Nouv. ann. de la constr. 1859; auch Zeitschr. f. Bauw. 1861.
Brücke über die Theifs bei Szegedin. Ann. des ponts et chaussées 1859 u. Klein a. a. O.
Brücke über die Themse bei Staines. — Brücke der Pampeluna-Saragossa-Bahn über den Ebro. — Brücke über den Foyle bei Londonderry. — Charing-Cross-Brücke über die Themse in London. — Brücke der Midland-Great-Western-Bahn über den Shannon. W. Humber a. a. O.
Brücke über den Allier und über den Cher in der Bahn von Moulins nach Monllucon. Zeitschr. f. Bauw. 1860 und Allg. Bauz. 1863.
Brücke über die Saone bei Lyon. Perdonnet et Polonçeau a. a. O. 1862—66.
Brücke über den Allier bei St. Germain des Fossés. Allg. Bauz. 1863.
Brücke über den Niemen bei Kowno. Zeitschr. f. Bauw. 1863.
Brücke über die Seine bei Argenteuil. Nouv. ann. de la constr. 1863 und Allg. Bauz. 1863.
Brücke über die Themse bei Blackfriars zu London. Allg. Bauz. 1866.
Brücke über die Garonne bei Bordeaux. Ann. des ponts et chaussées 1867 und Zeitschr. f. Bauw. 1870.
Brücke über den Tay bei Dundee. Deutsche Bauz. 1873, No. 15.
Brücke über die Ijssel bei Westervoort. Rziha a. a. O., S. 42.
Viadukt von Osse, a. a. O., S. 226.
Lora-Brücke über den Guadalquivir, a. a. O., S. 229.
Brücke der Saragossa-Barcelona-Eisenbahn über den Ebro, a. a. O., S. 229.
Severn-Brücke. Engineer 1879, Okt. S. 303, 328 nnd Engineering 1879, Okt. S. 315.

3. Wandpfeiler.

A. Gemischteiserne Wandpfeiler.

a. Gemischteiserne Wandpfeiler mit verankerten Säulen.

Viadukt der Morris- nnd Essex-Bahn bei Newark. Zeitschr. f. Bauw. 1862.

b. Gemischteiserne Wandpfeiler mit eingeschraubten Pfählen.

Taptee-Viadnkt in der Linie Bombay-Baroda. W. Humber a. a. O. 1861.
Brückenpfeiler für Alluvial-Distrikte dor Bombay-Baroda- und India-Central-Bahn, a. a. O.
Strafsenbrücke über die Themse in Cookbam. Maw n. Dredge a. a. O. 1872.

Brücke der Gaswerke in Beckton, a. a. O.
Landungsbrücke von Norderney. Rziha a. a. O. 1877.
Brücke über den Bormida bei Rivalta in Piemont. Henket a. a. O.
Molo zu Withernsea. Engineer 1878, Jan. S. 65.
Strafsenbrücke über den Flufs Bandon bei Kinsale in Irland. Engineer 1878, Febr. S. 102.

B. Schmiedeiserne Wandpfeiler.

a. Feste schmiedeiserne Wandpfeiler.

Eiserner Steg über die Bahn Mainz-Frankfurt bei Kelsterbach. Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. I. Heft 6, S. 70.
Viadukt der Rigi-Bahn. Kronauer. Die Rigi-Eisenbahn. 1871.
Weg-Überführung aus alten Eisenbahnschienen mit Pfeilern aus demselben Material. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 372.
Strafsenbrücke bei Kaufering. Wochenbl. f. Bauk. 1880, S. 171.
Brücke über den Ibicuy-Flufs in Brasilien. Engng. 1887, Febr. S. 117.
Brücke über die Wumme. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 70.

b. Drehbare schmiedeiserne Wandpfeiler.

Pfeilor des Lyse-Thal-Viadukts in Norwegen. Henket a. a. O.
Herzmansky. Die neuere Ausbildung eiserner Viadukte, *Trestle works* und *Rocking piers*. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 93.
Gulf-Viadukt der Boston-Lowell-Eisenbahn. American Engineer 1883, S. 135.
Winkler, E. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115 u. f.
Dolczalek. Über Viadukte mit Pendelpfeilern. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 381.
Pressler u. Krüger. Der eiserne Pendel-Viadukt über das Oschützbach-Thal bei Weida. Civ.-Ing. 1887, S. 232.
Fränkel u. Krüger. Spannungs- und Formänderungs-Messungen an dem eisernen Pendelpfeiler-Viadukte über das Oschütz-Thal bei Weida. Civ.-Ing. 1887, S. 441.

4. Turmpfeiler.

A. Gufseiserne Turmpfeiler.

Drahthängebrücke über die Dordogne bei Cubzac. Allg. Banz. 1836. — Romberg. Zeitschr. f. prakt. Bank. 1843.
Kettenbrücke über die Maas bei Seraing. Allg. Bauz. 1848.
Kettenbrücke über die Ruhr bei Mülheim. Zeitschr. f. Bauw. 1851.
Viadukt über die Sitter bei St. Galien. — Viadukt über die Glatt bei Flawyl. — Viadukt über die Thur bei Wyl. Etzel a. a. O.
Strafsenbrücke über die Strafse nach Segovia in Madrid. Rziha a. a. O. 1877, S. 239.

B. Gemischteiserne Turmpfeiler.

Crumlin-Viadukt bei Newport in South-Wales. Zeitschr. f. Bauw. 1858.
Beclah- und Deepdale-Viadukt der South Durham- und Lancashire-Bahn in Westmoreland. Humber. A complete treatise etc. London 1861.
Grandfey-Viadukt über die Saane bei Freiburg. Einzelwerk. Zürich, Mayer u. Zeller und Zeitschr. f. Bauw. 1863.
Viadukt der Orleansbahn über die Creuse bei Bousseau d'Abun. Ann. des ponts et chaussées 1864 und Nördling. Mémoire etc. Paris 1864, auch Benedict a. a. O.
Viadukt der französischen Orleansbahn über den Cère, a. a. O.
Viadukte in der italienischen Südbahn über die Gravine bei Castellanetta, St. Stefano und Palagianello. Cottrau. Album des dessins d'éxécution et des métrés de 36 ponts métalliques du rèsau des chemins de fer méridionaux italiens. Paris 1868.
Der Bouble-, Bellon-, Sioule- und Neuvial-Viadukt in der Linie Commentry-Gannat der französischen Orleansbahn. Ann. des ponts et chaussées 1870; auch Nördling. Documents relatifs etc. Paris 1870 und Übersetzung im Civilingenieur 1870.
Viadukt über das Thal der Iglava bei Eibenschütz in Mähren. Allg. Bauz. 1870.
Viadukt über den Weifsenbach in der österr. Kronprinz-Rudolf-Bahn bei Tarvis. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871.

Viadukt in der Linie Madrid-Alicante über den Guarizza. Rziha a. a. O. 1877, S. 247.

Brücke in der Eisenbahn von Maryport nach Carlisle über die Solway-Bucht. Honket a. a. O.

Tay-Brücke bei Dundee. Einsturz eines Teils derselben. Deutsche Banz. 1880, S. 34. — Eisenbahn 1880, Bd. 12, S. 13. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 183. — Vergl. ferner Engineer und Engineering 1880, sowie Mém. de la société des ing. civils 1880, Juli, S. 60.

Brücke über den Fluss Mobile (Vereinigte Staaten). Drehbrückon-Pfeiler aus Schraubenpfählen hergestellt. Revue générale des chemins de fer 1888, S. 305.

C. Schmiedeiserne Thurmpfeiler.

Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. Klein a. a. O. 1860.

Eiserner Steg über den Main bei Frankfurt. Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. I. Heft. 5.

Varrugas-Viadükt in Peru. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 273.

Metlac-Viadukt der mexikanischen Eisenbahn. Engng. 1875, Okt. S. 304.

Viadukt der Erie-Bahn über den Genessee bei Portage. Journal of the American Society of Civil-Engineers. January 1876. — Scientific American Supplement Nr. 4, January 1876; auch Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, No. 14.

Viadukt der Linie Guayra-Caracas in Venezuela. Nouv. ann. de la constr. 1877.

Strafsenbrücke über den Kediri in Kediri auf Java. Tijdschrift van het koninglik Instituut van Ingenienrs. Afdeeling Neederlandsch Indie 1877—78.

Thalübergang der thüringischen Bahn bei Angelroda. Heinzerling. Die Brücken der Gegenwart. I. Heft 6.

Viadukt der Friedberg-Hananer Bahn über das Nidda-Thal. A. a. O., auch Centralbl. d. Banverw. 1882, S. 72 ff.

Viadukt über den Rio Daô in Portugal. Ann. des travaux publics 1882, S. 561.

Eisenbahnbrücke über den Fluss Retire in Brasilion. Engng. 1887, Febr. S. 155.

5. Gerüstpfeiler.

Trayrun-Viadukt in der Baltimore-Ohio-Bahn. Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 220.

Landungsbrücke zu Coney-Island. Transact. of the americ. soc. of civil-eng. 1879, Sept. S. 227.

Herzmansky. Die neuere Ausbildnng eiserner Viadukte, *Trestle works* und *Rocking piers*. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 93.

Hafenbassin-Überbrückung in Bremen. Wochenbl. f. Arch.- u. Ing. 1880, S. 68.

Conway-Viadukt der Linie New Haven-Northampton. Scientific American. Suppl. 1882, Mai, S. 5321.

Landungsbrücke bei Lewes in der Delaware-Bai. Deutsche Bauz. 1874. — Ann. des ponts et chaussées 1884, II. S. 516. — Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 279.

Eiserne Gerüstbrücke zu Pittsburgh. Railroad gazette 1885, März, S. 164.

Südliche Anffahrt der Eisenbahnbrücke über den Missouri bei Randolff Bluffs. Engng. 1886, Dez. S. 676.

XVI. Kapitel.

Ausführung und Unterhaltung der eisernen Brücken.

Bearbeitet von

W. Hinrichs,

Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor in Cassel.

(Hierzu Tafel V bis XI und 51 Holzschnitte.)

---

§ 1. Einleitung. Die Untersuchung des Brückenbaues der Hauptkulturstaaten zeigt einen erfreulichen Wettstreit zwischen den leitenden Nationen, namentlich bei Herstellung eiserner Brücken durch Zweckmäfsigkeit des Brückenbausystems, gute Anordnung der Konstruktionsteile, sorgfältige Wahl des zu verwendenden Materials und tadellose Ausführung einander zu überbieten. Daneben macht sich vielfach auch das Bestreben geltend, durch Kühnheit der Ausführungen hervorragende Bauwerke zu schaffen und Brücken über Ströme und Meeresarme zu schlagen, wo solche noch bis vor kurzer Zeit für unausführbar gehalten wurden.

Es liegt auf der Hand, dafs ein derartiger Wettstreit Veranlassung giebt, die bedeutenderen Bauwerke und ihre Ausführung eingehend zu beschreiben und in Abbildungen vorzuführen. Hierdurch werden die bei der Ausführung gemachten Erfahrungen bald Gemeingut aller Nationen, und zweckmäfsige Neuerungen werden auch in fernen Ländern mit bemerkenswerter Schnelligkeit bekannt und in Anwendung gebracht. In der deutschen technischen Litteratur zeigt sich vorwiegend das Bestreben, Nachrichten über die Ausführung der bedeutenden Bauwerke aller Länder zu bringen; es mufs aber anerkannt werden, dafs auch die Zeitschriften in England und Amerika ein reichhaltiges Material liefern, und dafs die französischen Veröffentlichungen sich durch Gründlichkeit in althergebrachter Weise auszeichnen.

In wiefern die Konstruktionsweise der eisernen Brücken in den verschiedenen Ländern sich eigenartig gestaltete, ist namentlich im I. und X. Kapitel dieses Werkes eingehend besprochen. In vieler Beziehung wurden diese Eigenarten durch die Methoden, welche bei der Ausführung in Anwendung zu bringen waren, beeinflufst. Die Notwendigkeit, Bahnen zur Urbarmachung und Kultivierung im Innern des Landes zu erbauen und in Einöden Brücken zu schlagen, bildete beispielsweise in Amerika ein anderes Verfahren heraus, als in dem dicht bevölkerten Deutschland. Der Zwang, die Brücken mit möglichst wenig Rüstungen und Mannschaften zu errichten, gab zweifelsohne drüben zunächst Veranlassung, in den Knotenpunkten Gelenkverbindungen mit Bolzen anzuwenden, während die europäischen Brücken, wenigstens der Neuzeit, vorwiegend Nietverbindungen

aufweisen. Das System der Gelenkknoten gelangte daher in Amerika zur höchsten Ausbildung. Aus gleichem Grunde wurde dort jede Neuerung, welche eine Vereinfachung der Montierung gestattet, rasch aufgegriffen; hieraus wird es erklärlich, dafs die Erfindung der Balkenträger mit freiliegenden Stützpunkten (System Gerber) in Amerika viel rascbere Verbreitung findet, als daheim. Ermöglicht docb dieses dort unter dem Namen *„Cantilever-bridge"* bekannte System, Brücken freitragend und fast ohne Rüstungen zu montieren, ohne dafs während der Ausführung eine unzulässige Beanspruchung einzelner Teile eintritt.

Ebenso versebiedenartig, wie die Ausführungsmethoden sich in den einzelnen Ländern herausbildeten, waren auch die Bedingungen, welche seitens der Verwaltungen der Ausführung der eisernen Brücken zu Grunde gelegt wurden; die gröfsten Gegensätze in dieser Beziehung waren im allgemeinen in Deutschland und Amerika vorhanden und sind es zum Teil noch heute.

In Deutschland erfolgt die Vergebung eiserner Brücken meist auf Grund eines bereits feststehenden, sorgfältig ausgearbeiteten Entwurfes und Programmes, auch wird die Lieferung nach dem Gewicht bezahlt; in Amerika dagegen wird in der Regel nur ein allgemeines Programm ausgearbeitet, in welchem die Spannweiten, die Zahl und Anordnung der Träger, ob oberhalb oder unterhalb der Fahrbahn, die anzunehmenden Verkehrslasten, die zulässigen Materialspannungen und sonst erforderlicben Angaben enthalten sind. Auf Grund eines derartigen Programmes haben alsdann die Bewerber Entwürfe nebst Kostenanschlägen einzureichen. Die Vergebung geschieht nicbt nach Gewicht, sondern nach einer festen Summe, und es bleibt dem Lieferanten überlassen, auch schwerere Stücke als vorgesehen, anzuwenden, falls dies für ihn vorteilbaft sein sollte.[1])

Man rühmt vielfach als besonderen Vorteil bei dieser Art der Vergebung, dafs die Entwürfe der Brücken eine mehrfache Ausarbeitung erfahren und dafs hierdurch gewissermafsen eine gröfsere Sicherheit für Auffindung der zweckmäfsigsten Lösung gegeben ist. Es ist sicher nicht zu unterschätzen, dafs der den Entwurf bearbeitende Fabrikant sich gleichzeitig mit den ihm am besten bekannten praktischen Einzelheiten, soweit solche die Herstellung in der Werkstatt und die Montierung beeinflussen, befassen mufs. Indessen gehen auch in Deutschland der endgiltigen Bearbeitung eines gröfseren Entwurfes vielfache Erhebungen und vergleichende Bearbeitungen voraus, sodafs die Gefahr einer unzweckmäfsigen Konstruktion im allgemeinen ausgeschlossen ist. Zudem wird der Fabrikant, wie aus dem Inhalt eines der nächsten Paragraphen erhellt, in Deutschland durch Vorlage von Arbeitszeichnungen angewiesen, in seinem eigenen Interesse sowohl als dem der Verwaltung auf Beseitigung unzweckmäfsiger Anschlüsse, Verbindungen u. s. w. hinzuwirken.

Es verdient übrigens erwähnt zu werden, dafs die schroffen Gegensätze in der Art und Weise der Vergebung in der Neuzeit vielfach verschwinden. So wurde für die *Cantilever-bridge* über den Niagara das System von vornherein bestimmt und auf Grund dieses Planes die Konkurrenz bezüglich der Ausführung ausgeschrieben. Auf der anderen Seite wurden in Deutschland neuerdings die Entwürfe gröfserer Brückenanlagen oftmals im Wege der freien Konkurrenz beschafft, und erst auf Grund des angenommenen Entwurfes erfolgte das Ausschreiben zwecks der Ausführung.

Unbestreitbar ist, dafs die amerikanische Vergebung eine viel rascbere Ausführung zuläfst, als die bier übliche Art. Leistungen, wie solche z. B. bei Errichtung der Portage-

[1]) Gleim. Amerikanischer Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 73, 255, 395.

Brücke, welche bei einem Gesamtgewicht von 594,3 t in drei Monaten fertig gestellt wurde,[2]) erreicht sind, können wir ähnliche nicht an die Seite stellen. — Der amerikanische Fabrikant hat nach Beendigung des Ausschreibeverfahrens bereits einen in allen Teilen fertigen Entwurf in der Hand, er arbeitet ferner nur mit ganz bestimmten, von ihm in grofsen Mengen auf Lager gehaltenen Profilen. Da aufserdem jeder Fabrikant im allgemeinen nur ein und dasselbe Brückensystem mit annähernd den gleichen Verbindungen zur Ausführung bringt, so lassen sich alle Einrichtungen für die vorkommenden Brückenbauten von vornherein treffen; jede Einzelheit der Ausführung ist auch den Arbeitern vollständig bekannt. — Wesentlich anders liegt die Sache bei uns. Zunächst hat der Fabrikant nach Beendigung des Ausschreibens Arbeitszeichnungen, Gewichtsberechnungen u. s. w. herzustellen und der bauenden Verwaltung zur Anerkennung vorzulegen. Die hierbei, sowie bei dem Schriftwechsel über etwaige in Vorschlag zu bringende Änderungen verstreichende Zeit ist nicht unerheblich, wird aber gemeinhin viel zu gering veranschlagt; bei bedeutenden Ausführungen kann der erwachsende Zeitverlust mindestens auf einige Monate bemessen werden. Sodann erfordert die Beschaffung der Formeisen geraume Zeit, und der Brückenlieferant, welcher kein grofses Lager von Walzeisen führen kann, bleibt sehr von der Leistungsfähigkeit der Walzwerke abhängig. Es ist deshalb wesentlich, dafs bei dem Entwurf gangbare Profile, welche von den Walzwerken in grofsen Mengen vorrätig gehalten werden, vorgeschrieben werden; ist dies nicht der Fall und müssen seltene oder gar schwer zu walzende Profile erst hergestellt werden, so ist ein weiterer erheblicher Zeitverlust unvermeidlich.

Endlich kommen in einer und derselben Brückenbauanstalt die verschiedensten Systeme zur Ausführung, und unser Ausschreibeverfahren erlaubt keinem Werke, die Einrichtungen für ganz bestimmte Trägerformen zu treffen.

Wenn aus diesen Ausführungen hervorgeht, dafs unsere Verhältnisse uns nicht gestatten, in Bezug auf Schnelligkeit der Brückenausführungen einen Wettstreit mit den Amerikanern aufzunehmen, so führen die Betrachtungen auch dahin, dafs es nicht angängig ist, eine allgemeine Regel über Bemessung der Bauzeit aufzustellen. In dieser Beziehung sei ergänzend erwähnt, dafs zur Feststellung der zur Ausführung erforderlichen Zeit es sehr wesentlich ist, ob eine gröfsere Anzahl gleicher, aber kleinerer Überbrückungen oder ein einziger grofser Träger von demselben Gewichte hergestellt werden sollen. Die ersteren sind nicht nur in der Werkstatt viel rascher anzufertigen, sondern auch schneller aufzustellen, als der letztere. Auch mufs darauf aufmerksam gemacht werden, dafs die Leistungsfähigkeit der einzelnen Brückenbauanstalten eine sehr verschiedene ist. Wünscht man bei dem Ausschreiben eine möglichst grofse Beteiligung, so ist dieser Umstand durch Festsetzung möglichst langer Lieferungsfristen entsprechend zu berücksichtigen.

Schliefslich mag noch ein kurzer Rückblick auf die Erfahrungen, welche bezüglich der Güte der Ausführung hüben und drüben gesammelt sind, gestattet sein. In dieser Beziehung stehen wir den Amerikanern entschieden nicht nach. Die hier geübte strenge Aufsicht bei der Ausführung scheint in Amerika vielfach zu fehlen und es ist von hervorragenden amerikanischen Ingenieuren[3]) beklagt worden, dafs die Methode der dortigen Bauvergebung, so vorteilhaft für die ökonomische Durchbildung sich auch das System der freien Konkurrenz erwiesen habe, von unreellen Etablissements in schlimmster Weise

---

[2]) Engng. 1876, Mai.

[3]) Über amerikanische Brücken. Engng. 1876, Aug. S. 130. Scientific American 1876, Suppl. S. 500.

ausgenutzt werde. — Nach der Railroad Gazette[4]) kamen in den Vereinigten Staaten in den Jahren 1873 bis 1877 115 Einstürze von Eisenbahnbrücken vor, welche etwa 2,3 % der gesamten Eisenbahnunfälle bildeten.

Litteratnr.

Der eiserne Überbau amerikanischer Brücken. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1871, S. 17.
Steiner. Über Brückenbau in den Vereinigten Staaten. Wien 1878.
Der amerikanische und deutsche Brückenbau in Eisen. Civ.-Ing. Bd. XXIV, Heft 7.
Amerikanische Strafsenbrücken. American Engineer 1883, No. 17. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 448.
W. W. Evans. Amerikanischer Brückenbau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 305.
Brückeneinstürze in Amerika. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 92; 1887, S. 233.

A. Vorbereitungen und Werkstattsarbeiten.

§ 2. Verdingung. Im wesentlichen findet alles, was im III. Kapitel in den Paragraphen 2 und 3 über Gliederung der Bauverwaltung gesagt ist, auch Anwendung auf Ausführung von eisernen Brücken. Eigenartig gestaltet sich die Verdingung. Für die Herstellung der Fundamente und des aufgehenden Mauerwerks, welche Leistungen in Deutschland meist getrennt von der Beschaffung der Eisenkonstruktion vergeben werden, sind zwar die im § 4 des III. Kapitels gemachten Angaben mafsgebend, für die Eisenkonstruktion selbst aber müssen andere Bestimmungen Platz greifen, da die Anfertigung der Hauptteile bis auf die Aufstellung selbst gewöhnlich entfernt von der Baustelle vorgenommen werden mufs, weshalb denn auch bezüglich der Kontrolle u. s. w. besondere Vorschriften eintreten.

Die eisernen Überbauten werden der Regel nach einem Fabrikanten in der Weise übergeben, dafs derselbe nicht nur die sämtlichen hierzu zu verwendenden Materialien zu liefern hat, sondern auch sämtliche Arbeiten fertig stellt. In dem hierüber aufzustellenden Vertrage ist die Gröfse der Lieferung, getrennt nach den Materialsorten, wie Stahl, Schweifseisen, Blei u. s. w. möglichst genau festzusetzen; es müssen ferner die Einheitspreise der verschiedenen Materialien, die Termine der Fertigstellung, die Höhe der zu stellenden Kaution, die Abmachungen bezüglich der bei verspäteter Lieferung zu zahlenden Verzugsstrafe, eine Gewährleistung für gute Lieferung während einer festzustellenden Zeit u. s. w. vereinbart sein. Zugehörige Teile des Vertrages sind die dem Ausschreiben zu Grunde gelegten allgemeinen und besonderen Bedingungen. Erstere regeln die gegenseitigen rechtlichen Beziehungen zwischen der Verwaltung und dem Unternehmer, und sind daher auf alle Lieferungsverträge anwendbar. Die besonderen Bedingungen dagegen müssen der vorliegenden Bauausführung angepafst sein.

Der Umstand, dafs dieselben vielfach nicht in allen Teilen so klar und bestimmt abgefafst waren, um über den Umfang der Ausschreibung und die gegenseitigen Verpflichtungen keinen Zweifel obwalten zu lassen, dafs oftmals auch Forderungen gestellt wurden, welche von gewissenhaften und leistungsfähigen Fabrikanten nicht als berechtigt anerkannt werden konnten, sowie endlich die Mannigfaltigkeit der Bedingungshefte gaben Veranlassung, dafs seitens des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Hüttenleute Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau aufgestellt wurden. Diese Normalbedingungen entsprechen selbstverständ-

[4]) Brückeneinstürze in Amerika. Railroad Gaz. 1880, S. 339, 355.

lich dem gegenwärtigen Stande des Brückenbaues und sind den gewöhnlich vorkommenden Brückenüberbauten angepafst. Für eigenartige Konstruktionen und besondere Fälle müssen dieselben durch besondere, durch die Eigenart begründete Vorschriften ergänzt werden.

Mit Hinweglassung der wenigen besonderen für Hochbauten geltenden Bestimmungen lauten die Normalbedingungen[5]) wie folgt:

I. Beschaffenheit des Eisens.

1. Schweifseisen.
2. Gufseisen.

(Dieser Teil wird, um Wiederholungen zu vermeiden, im § 4, welcher die Prüfung der Materialien behandelt, wiedergegeben werden.)

II. Herstellung der Eisenkonstruktion.

3. Zeichnungen und Berechnungen. Die dem Vertrage zu Grunde zu legenden Zeichnungen, Gewichtsberechnungen und vorhandenen statischen Berechnungen, insoweit dieselben vom Besteller angefertigt worden sind, erhält der Unternehmer bei der Zuschlagserteilung. Gehen sie dem Unternehmer später zu, so rückt der Liefertermin entsprechend hinaus.

Sind diese Zeichnungen, abgesehen von Übersichtsdarstellungen, als Werkzeichnungen im Mafsstabe von mindestens $^1/_{20}$ der natürlichen Gröfse für ganze Hauptträger und $^1/_{10}$ bis $^1/_1$ für einzelne Teile ausgeführt, so werden keine weiteren Specialzeichnungen vom Unternehmer verlangt.

Letzterer ist jedoch verpflichtet, die Vertragszeichnungen zu prüfen, gefundene Fehler anzuzeigen und etwa vorkommende Unklarheiten, nach Verständigung mit dem Besteller, zu beseitigen. In der Ausführung sich vorfindende Mängel können durch Unklarheit oder Unvollkommenheit der Zeichnungen nicht entschuldigt werden.

Abänderungen der Konstruktion, sowie Abweichungen von der Zeichnung, welche der Unternehmer für wünschenswert hält, hat derselbe rechtzeitig schriftlich zu beantragen.

Änderungen, welche der Besteller nach Abschlufs des Vertrages anordnen sollte, hat der Unternehmer auszuführen. Über die ihm dafür etwa zu bewilligende Entschädigung bezw. Fristverlängerung ist womöglich eine Vereinbarung vorher zu treffen.

Sind die für die Verdingung seitens des Bestellers gefertigten Zeichnungen nur allgemein gehalten, so ist der Unternehmer verpflichtet, auf Grund der beglaubigten Kopien jener Verdingungszeichnungen die für die Ausführung der von ihm übernommenen Arbeiten erforderlichen Werkzeichnungen anfertigen zu lassen und diese mit seiner Unterschrift in zwei Exemplaren dem Besteller so zeitig zur Genehmigung einzureichen, dafs kein Aufenthalt der Arbeit eintritt. Ein revidiertes Exemplar, welches der Ausführung und der Abnahme zu Grunde gelegt wird, erhält der Unternehmer, falls nicht in den besonderen Bedingungen eine andere Frist festgesetzt ist, spätestens zehn Tage nach der Einsendung zurück. Wird der festgesetzte Zeitraum vom Besteller überschritten, so soll dem Unternehmer eine der Überschreitung entsprechende Hinausschiebung des Termins für die Fertigstellung der Eisenkonstruktion gewährt werden.

Sind Werkzeichnungen vom Unternehmer vorzulegen, so erfolgen Materialbeschaffung und Arbeiten, soweit die Abmessungen nicht schon durch die Verdingungszeichnungen klargestellt sind, vor Rückempfang der revidierten Werkzeichnungen lediglich auf Gefahr des Unternehmers.

---

[5]) Die Normalbedingungen, welche sich zur Verwendung bei Ausschreibungen gut eignen, können von der Expedition der Deutschen Bauzeitung in Berlin bezogen werden.

Werden nur überschläglich ermittelte Gewichtsverzeichnisse als für die Verdingung genügend erachtet, so hat der Unternehmer, auf Verlangen, eine genaue Gewichtsberechnung einzureichen.

Als Einheitsgewichte sind anzunehmen[6]):

für Gufseisen, ein cbm zu	7250 kg
für Schmiedeisen, ein cbm zu	7800 „
für gewalzten Stahl, Flufseisen, Gufsstahl, ein cbm zu .	7850 „

4. Bearbeitung. Die sämtlichen Konstruktionsteile müssen genau den Zeichnungen entsprechen und folgende Bedingungen erfüllen:

a. Die durch Nietung oder Verschraubung zu vereinigenden Eisenteile sind genau auszurichten, sodafs die Fugen dicht schliefsen.

Das Verstemmen der Fugen vor Prüfung und Abnahme ist nicht gestattet.

b. Sämtliche Eisenteile müssen, entsprechend den in den Zeichnungen angegebenen Dimensionen, aus dem Ganzen gewalzt bezw. geschmiedet oder gegossen sein und dürfen nicht durch Zusammenschweifsen einzelner Teile gebildet werden. Ausnahmen sind besonders festzustellen.

c. Alle Schrauben- und Nietlöcher, mit Ausnahme derjenigen in Futterplatten, welche gelocht werden dürfen, sind zu bohren. Der an den Löchern entstandene Grat mufs vor dem Zusammenlegen und Nieten der Stücke sorgfältig entfernt werden.

d. Die Nietlöcher müssen den vorgeschriebenen Durchmesser und die in der Zeichnung vorgeschriebene Stellung und Versenkung erhalten.

e. Die zusammengehörigen Nietlöcher müssen gut aufeinander passen. Verschiebungen sind bis höchstens 5 % des Lochdurchmessers zulässig. Dieselben müssen jedoch durch Aufreiben mit der Reibahle ausgeglichen werden. In derartig aufgerieheue Löcher sind entsprechend stärkere Nietbolzen einzuziehen.

f. Die Niete sind in hellrot-warmem Zustande, nach Befreiung von dem etwa anhaftenden Glühspane, in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten (wo thunlich mit Nietwinden) einzuschlagen. Sie müssen die Löcher nach der Stauchung vollständig ausfüllen.

Setz- und Schliefskopf müssen centrale Lage haben, gut und vollanliegend ausgeschlagen sein, und es darf dabei keine Vertiefung entstehen. Der etwa entstandene Bart ist sorgfältig zu entfernen. Die Nietköpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

Ein Verstemmen der Niete ist nicht gestattet.

Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Niete vollkommen festsitzen und nicht prellen. Alle nicht fest eingezogenen oder den sonstigen obengenannten Bedingungen nicht entsprechenden Niete sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäfsige zu ersetzen. In keinem Falle ist ein Nachtreiben im kalten Zustande gestattet.

g. Die vorkommenden Schraubengewinde müssen nach der Whitworth'schen Skala rein ausgeschnitten sein. Die Muttern dürfen weder schlottern, noch zu festen Gang haben. Die Köpfe und Muttern müssen mit der ganzen zur Auflage bestimmten Fläche aufliegen.

Bei schiefen Anlageflächen sind die Köpfe, soweit sie nicht genau angepasst werden, ebenso wie die Muttern mit entsprechend schiefen Unterlagsplatten zu versehen.

Sind nach Angabe der Zeichnungen oder der Bedingungen gedrehte Schraubenbolzen zu verwenden, so müssen diese in die für sie bestimmten Bohrlöcher genau passen.

h. Die Zusammenpassung der Konstruktionsteile hat auf sicheren Unterlagen zu geschehen. Hierbei ist darauf zu achten, dafs keiner dieser Teile in eine einseitige Spannung gezwängt

[6]) Nähere Angaben über die spezifischen Gewichte der Eisensorten findet man in Kap. VII, § 8.

wird, dafs die Verbindung derselben vielmehr gelöst werden kann, ohne dafs die bezüglichen Stücke auseinander federn. Sollten bei der Vernietung einzelne Konstruktionsteile sich verziehen, so müssen die Verbindungen gelöst und die vorhandenen Fehler sorgfältig beseitigt werden.

Das Nieten auf dem Bauplatze ist soviel wie irgend möglich zu beschränken.

5. Reinigung und Anstrich. Vor dem Zusammensetzen der einzelnen Teile sind dieselben von allen Unreinheiten, sowie von Rost und Hammerschlag zu befreien. Der Unternehmer ist gehalten, die von ihm beabsichtigte Reinigungsweise in dem Angebote anzugeben, falls in den besonderen Bedingungen nicht ein bestimmtes Verfahren vorgeschrieben ist, oder der Unternehmer von der Vorschrift abzuweichen wünscht. Im Falle die Reinigung auf chemischem Wege stattfindet, ist der Unternehmer für das etwaige Nachrosten infolge nicht genügend sorgfältigen Entfernens der Säure verantwortlich.

Die auf chemischem Wege gereinigten Stücke (Platten, Stäbe u. s. w.) sind unmittelbar nach der Reinigung mit einem Anstriche von Leinölfirnifs in heifsem Zustande zu versehen. Derselbe mufs dünnflüssig und schnell trocknend sein. Bis der Leinölfirnifs genügend angetrocknet ist, sind die gestrichenen Eisenteile in geeigneter Weise unter Schutz zu halten.

Bevor ein deckender Anstrich aufgebracht wird, ist dem Besteller entsprechende Mitteilung zu machen, damit derselbe die Revision der Eisenteile vorher vornehmen kann. Erst nach Erledigung der bei dieser vorläufigen Abnahme für erforderlich erachteten Nacharbeiten und nach Erneuerung des etwa beschädigten Leinölfirnifs-Anstriches darf die Grundierung der Teile mit dem in den besonderen Bedingungen vorgeschriebenen Grundanstriche erfolgen. Diejenigen Flächen, welche durch andere verdeckt werden, sind vor der Zusammenfügung zu streichen.

In allen zwischen den Konstruktionsteilen bleibenden freien Räumen, in denen sich Wasser ansammeln kann, mufs für besonders sorgfältigen Anstrich, sowie für den Abflufs des Wassers durch entsprechend gebohrte Löcher Sorge getragen werden. Ist letzteres nicht angängig, so ist der Raum, soweit thunlich, mit Asphaltkitt oder einem anderen geeigneten Materiale auszufüllen.

Nach erfolgter Aufstellung der Eisenkonstruktion sind die Köpfe der auf der Baustelle eingeschlagenen Niete von Rost zu reinigen und zu grundieren. Sämtliche Fugen sind sorgfältig zu verkitten.

Die weiteren Anstriche sind, falls nicht besondere Vereinbarung erfolgt, von der Lieferung ausgeschlossen.

Wird eine Verzinkung, Verzinnung oder Verbleiung von Eisenteilen vorgeschrieben, so mufs dieselbe als ein das Eisen vollständig bedeckender gleichmäfsiger, gut haftender Überzug hergestellt werden.

6. Prüfung während der Herstellung. Dem Besteller steht das Recht zu, sich von der Vertragsmäfsigkeit der Materialien und der Arbeit durch Proben und durch fortwährende oder periodische Kontrolle selbst oder durch sachverständige Techniker zu überzeugen. Der Unternehmer hat dafür zu sorgen, dafs dem Besteller, sowie seinen Vertretern hierbei stets und überall Zutritt zu den betreffenden Werkstätten gestattet werde.

Den Kontrollierenden sind die zu den Proben und Untersuchungen notwendigen Werkzeuge und Arbeitskräfte unentgeltlich zur Verfügung zu stellen.

Bei der Ausschreibung ist näher anzugeben, in welchem Umfange die Proben gewünscht werden.

Die Revision des Materials erfolgt auf Verlangen des Unternehmers auf den Hüttenwerken.

Wenn der Unternehmer oder das betreffende Hüttenwerk die erforderlichen Einrichtungen für die vorgeschriebenen Prüfungen der zu verwendenden Materialien nicht zur Verfügung stellt, so kann der Besteller dieselben auf Kosten des Unternehmers anderweit ausführen lassen.

Die Materialien zu den Proben hat der Unternehmer unentgeltlich zu liefern.

Zu den Proben sind im allgemeinen abfallende Abschnitte und kleinere Stücke zu verwenden, jedoch soll der kontrollierende Techniker in der Auswahl der Probestücke nicht beschränkt sein. Das abgenommene vorschriftsmäfsige Material ist als solches zu stempeln. Nicht vertragsmäfsig befundene Teile sind so zu bezeichnen, dafs deren Verwerfung erkannt werden kann, ohne dafs durch diese Bezeichnung das Material für andere Zwecke unbrauchbar gemacht wird.

Der Besteller ist berechtigt, die Erstattung der durch die Abnahme an einem anderen Orte als der Konstruktionswerkstätte erwachsenen Extra-Reisekosten vom Unternehmer zu verlangen.

Sollten bei der Revision der fertigen Konstruktionsteile, sei es in der Werkstatt oder während der Aufstellung am Bauplatze, Mängel in der Ausführung einzelner Stücke wahrgenommen werden, so ist der Unternehmer verpflichtet, die mangelhaften Stücke auf eigene Kosten durch andere vorschriftsmäfsige zu ersetzen, ohne dafs ihm hieraus ein Anspruch auf Verlängerung der festgesetzten Vollendungstermine oder auf Erlafs der Konventionalstrafe erwächst.

Die Kontrolle auf den Hüttenwerken und in der Werkstatt des Unternehmers mufs entscheidend sein für die innere Qualität des Materials. Bei der Aufstellung können nur einzelne Stücke wegen äufserer Fehler, die hier erst bemerkt werden, verworfen werden.

7. Auflagerung der Brücken. Die Auflagersteine für die Konstruktion werden dem Unternehmer in richtiger Höhenlage überwiesen; auch werden ihm die Mittellinie der Brückenkonstruktion und die Pfeilerachsen auf den Pfeilern durch deutliche Merkmale angegeben.

Für die richtige Lage der Widerlagsmauern und Auflager zueinander haftet der Besteller. Es ist jedoch Sache des Unternehmers, dieselbe, vor Beginn der Aufstellung, durch eigenes Messen nach den Zeichnungen zu kontrollieren, bei vorgefundenen Abweichungen an den Besteller zu berichten und den Entscheid abzuwarten.

Entsteht dadurch ein Aufenthalt in den Aufstellungsarbeiten, so ist der hierbei dem Unternehmer erwachsende Schaden diesem zu vergüten.

Zu den Kontrollmessungen wird, auf Antrag des Unternehmers, demselben seitens des bauführenden Beamten unentgeltlich Beihilfe geleistet.

Eine Verspätung gegenüber der vertragsgemäfsen Überweisung des zur Aufnahme der Konstruktion bestimmten Mauerwerks, welche eine Verzögerung in dem Beginne der Aufstellung nach sich zieht, hat eine entsprechende Verschiebung des Fertigstellungstermines der Eisenkonstruktion, sowie Ersatz eines etwaigen Schadens, unter Berücksichtigung der eventuell eintretenden veränderten Verhältnisse (in Bezug auf Witterung, Länge des Arbeitstages u. s. w.), zur Folge.

Die Aufstellung der Auflager soll so erfolgen, dafs die Druckabgabe auf dieselben und von diesen auf die Unterlags- beziehentlich Widerlagssteine eine möglichst gleichmäfsige ist. Zu diesem Zwecke ist zwischen die Lagerflächen der Grundplatten und die sorgfältig abgearbeiteten Auflager- beziehentlich Widerlagssteine eine Zwischenlage von Cement, Blei oder einer entsprechenden härteren Legierung in geeigneter Weise einzubringen.

Die hierzu erforderlichen Maurer- und Steinmetzarbeiten liefert der Besteller, ebenso das nötige Material (Cement, Blei oder eine Legierung), beides auf seine Kosten.

8. Gerüste und Aufstellung. Die für die Aufstellung der Eisenkonstruktion zu wählende Methode, sowie die Konstruktion der Rüstungen bleibt, soweit nicht bei der Ausschreibung besondere Vorschriften gegeben sind, dem Ermessen des Unternehmers überlassen; derselbe hat jedoch dem Besteller seine Absichten in dieser Beziehung, unter Vorlage der nötigen Zeichnungen, rechtzeitig zur Kenntnisnahme mitzuteilen und Einwände des letzteren zu berücksichtigen.

Der Besteller übernimmt durch seine Zustimmung keine Verantwortlichkeit für die Haltbarkeit der Gerüstkonstruktion, vielmehr fallen alle bei den Aufstellungsarbeiten vorkommenden Unfälle und deren Folgen lediglich dem Unternehmer zur Last.

Hebezeuge und sonstige zur Aufstellung erforderlichen Geräte hat der Unternehmer auf seine Kosten zu beschaffen und zu unterhalten.

Die Gerüste dürfen Verkehrsstraßen und Gewässer nur soweit einengen, als es die zuständigen Behörden gestatten. Die Gerüstkonstruktionen unterliegen deshalb der durch den Besteller zu vermittelnden Genehmigung der betreffenden Behörden. Der Besteller hat den Unternehmer bereits bei der Ausschreibung, jedoch ohne Verbindlichkeit, auf die besonderen Verhältnisse in dieser Beziehung aufmerksam zu machen und Angaben über die Transportwege zur Baustelle und ihre Verbindung mit der betreffenden Eisenbahnstation, sowie über die Bodenbeschaffenheit (mit Rücksicht auf Rammarbeit), die Wasserverhältnisse (Hoch- und Niedrigwasser) und über Eisgang beizufügen.

Allen Anforderungen der zuständigen Aufsichtsbehörde hat der Unternehmer sich zu unterwerfen und in der gestellten Frist nachzukommen, widrigenfalls der Besteller berechtigt ist, das Erforderliche ohne weiteres auf Rechnung des Unternehmers zu veranlassen.

Von der bevorstehenden Inangriffnahme des Gerüstbaues ist dem Besteller rechtzeitig Kenntnis zu geben.

Die Wiederentfernung der Gerüste und die Wiederbeseitigung aller infolge der Aufstellungsarbeiten entstandenen Veränderungen und Beschädigungen am Baue selbst oder an den benachbarten Grundstücken hat der Unternehmer auf seine Kosten mit möglichster Beschleunigung zu bewirken.

III. Abnahme.

9. Prüfung nach Vollendung.

A. Allgemeine Untersuchung. Nach Vollendung der Eisenkonstruktion ist auf Grund einer auf alle Teile sich erstreckenden Untersuchung bezüglich deren vertragsmäßigen Herstellung dem Unternehmer seitens des Bestellers eine schriftliche Bescheinigung über den Befund auszustellen, oder auf Verlangen eines der beiden Kontrahenten eine beiderseits zu unterschreibende Verhandlung aufzunehmen.

Mit der Beseitigung der etwa vorgefundenen Mängel hat der Unternehmer sofort zu beginnen.

Auf Verlangen des Unternehmers erfolgt die Untersuchung im Anschlusse an die Vollendungsarbeiten der Aufstellung.

Von dem in Aussicht stehenden Vollendungstage ist der Besteller bezw. dessen Stellvertreter vorher in Kenntnis zu setzen.

B. Probebelastungen. Die Konstruktionen können auf Kosten des Bestellers Probebelastungen unterworfen werden, welche wie folgt auszuführen sind:

1. Bei Eisenbahnbrücken. Jedes Gleis der Brücke ist mit einem Zuge zu belasten, welcher den bei der Berechnung gemachten Annahmen möglichst entspricht. Dieser Zug ist in zweckentsprechende Stellung auf die Brücke zu bringen und einige Zeit auf derselben stehen zu lassen, wobei die Durchbiegung der Hauptträger als Differenz der Senkungen der Trägermitte und der Trägerstützpunkte sich ergiebt. Nach Entlastung ist die bleibende Setzung festzustellen und die elastische Durchbiegung zu berechnen.

Ferner ist die Brücke von demselben Zuge mit der größten für die betreffende Eisenbahn zulässigen Geschwindigkeit zu befahren, und es sind hierbei, wie vorhin, die elastischen und

die bleibenden Durchbiegungen der Hauptträger, sowie (soweit möglich) die Seitenschwankungen der letzteren zu bestimmen.

Bei kontinuierlichen Trägern müssen die ungünstigsten Kombinationen der Belastungen einzelner Öffnungen berücksichtigt werden.

2. Bei Strafsenbrücken. a. Eine ruhende, gleichförmige, der statischen Berechnung entsprechende Belastung ist, von einem Ende der Brücke beginnend, auf die Fahrbahn und die Fufswege zu bringen und einige Zeit darauf zu belassen.

Die Durchbiegung der Hauptträger ist zu messen und hierauf die Brücke zu entlasten, wonach die bleibende Durchbiegung ermittelt wird.

b. Ein Lastwagenzug, welcher den bei dem Entwurfe der Konstruktion gemachten Annahmen entspricht, ist zuerst im Schritt auf die Brücke zu fahren und sodann einige Zeit auf derselben zu belassen.

In beiden Fällen ist die elastische und die bleibende Durchbiegung wie oben zu bestimmen.

c. Das beliebig schnelle Fahren von Fuhrwerken und das Marschieren von Menschen im Takte auf der Brücke ist bei den Proben nicht ausgeschlossen, mufs jedoch, wenn beabsichtigt, in den besonderen Bedingungen vorgesehen sein.

Bei kontinuierlichen Trägern ist die ungünstigste Kombination der Belastungen der einzelnen Öffnungen zu berücksichtigen.

C. Ergebnisse der Probebelastung. Eine geringe bleibende Durchbiegung der Gesamtkonstruktion nach Entfernung der ersten Probelast soll nicht der fehlerhaften Ausführung zugeschrieben werden, wenn hierbei eine Deformation einzelner Konstruktionsteile (Verbiegen der Vertikalen, Trennung an den Verbindungsstellen, Ausweichen der gedrückten Teile und ähnliches) nicht nachgewiesen werden kann. Doch darf eine fernere bleibende Durchbiegung bei anderweiten Versuchen nicht wahrgenommen werden.

Übersteigt die gemessene elastische Durchbiegung die rechnerisch bestimmte, so berechtigt dies den Besteller nur in dem Falle zur Zurückweisung der gelieferten Konstruktion oder eines Teiles derselben, wenn er im stande ist, den Nachweis zu führen, dafs die gröfsere elastische Durchbiegung in Mängeln der Ausführung oder des Materials ihren Grund hat.

Bei Beurteilung der Probebelastungs-Ergebnisse ist auf Temperaturdifferenzen, sowie auf die ungleichmäfsige Erwärmung durch die Sonne Rücksicht zu nehmen.

Alle Mängel, welche bei der Probebelastung an der Eisenkonstruktion sich herausstellen und welche auf Fehler in der Ausführung oder im Materiale zurückzuführen sind, hat der Unternehmer innerhalb einer angemessenen, vom Besteller festzusetzenden Frist auf seine Kosten zu beseitigen, widrigenfalls dem Besteller das Recht zusteht, die erforderlichen Änderungen durch einen Anderen auf Kosten des Unternehmers ausführen zu lassen.

10. Abrechnung. Die Abrechnung erfolgt, wenn nicht Pauschalsumme vereinbart ist, nach dem Gewichte. Zu diesem Zwecke sollen sämtliche Konstruktionsteile gewogen werden. Ist dies nicht durchführbar, so ist von den gleichen Konstruktionsteilen eine vom Besteller anzugebende und vom Unternehmer als genügend anerkannte Anzahl zu verwiegen. Die hiernach ermittelten Stückgewichte sind der Berechnung des Gesamtgewichtes zu Grunde zu legen. Alle Verwiegungen sollen in Gegenwart eines Beamten des Bestellers oder, mit Einverständnis des Bestellers, durch einen öffentlichen, zur Ausstellung von Wagescheinen berechtigten Beamten geschehen.

Hierbei wird jedoch nur ein Mehrgewicht bis 3% bei Schweifseisen, bezw. bis 5% bei Gufseisen gegenüber dem berechneten Gesamtgewichte bezahlt. Mindergewicht wird nicht mitbezahlt.

Konstruktionsteile mit einem Mehrgewichte über 5% bei Schweifseisen, bezw. 10% bei Gufseisen, oder einem Mindergewichte über 2% gegen das berechnete Gewicht können zurückgewiesen werden.

Die Abnahme und Abrechnung der Arbeiten, sowie die Zahlungen finden innerhalb der im Vertrage festzusetzenden Fristen statt.

11. Garantiepflicht. Für alle Schäden und Mängel, welche an dem Bauwerke infolge schlechten Materials oder fehlerhafter Ausführung der Eisenkonstruktion entstehen, bleibt der Unternehmer bis zum Ablaufe eines Jahres nach stattgehabter Abnahme haftbar.

12. Schlufsbestimmung. Sollte der Unternehmer gegen eine der vorstehenden Normalbedingungen Einwendungen erheben wollen, so hat er diese schon bei Abgabe seiner Offerte vorzubringen. —

Um eine Vergleichung der in Deutschland und Amerika bei der Vergebung eiserner Brücken zu Grunde gelegten besonderen Bedingungen zu ermöglichen, seien nachstehend auch Bedingungen für die Lieferung eiserner Brücken in Kanada wiedergegeben. Dieselben gelten für sämtliche Eisenkonstruktionen eines ausgedehnten, von Quebec bis nach dem Westen das Land durchziehenden Bahnkörpers. Die Brücken haben Spannweiten bis 80 m.[7])

1. Die Unternehmung umfafst die Lieferung aller Materialien, die Bearbeitung, die Stellung der Geräte und Werkzeuge zur Fertigstellung und Montierung der schmiedeisernen Brücken an der Eisenbahn zwischen Quebec, Montreal und Ottowa nach dem angehefteten Verzeichnisse.

2. Die Brücken sind eingleisig zu projektieren, teils mit untenliegender, teils mit obenliegender Fahrbahn, für Spannweiten, wie sie in der beigefügten Liste angegeben sind. Sie sollen eiserne Querträger erhalten und je zwei Längs-Schwellenträger in 6 Fufs Abstand der Mitten.

3. Offerten müssen die folgende Spezifikation zur Grundlage haben; die Festigkeit der Materialien nnd die Ausführung müssen den Bedingungen vollständig entsprechen.

4. Jeder Fabrikant hat die Details seines Systems vorzulegen. Jede Offerte mufs folgende Anlagen haben:

1. Vollständige Werkzeichnungen in gröfserem Mafsstabe und mit eingeschriebenen Dimensionen;
2. Schemata der Inanspruchnahmen und Berechnungen, sowie die Querschnittsflächen jedes Gliedes;
3. Zusammenstellung der berechneten Gewichte für jede Spannweite, mit den eisernen Konstruktionsteilen der Fahrbahn, aber ausschliefslich der Schienen, deren Querverbindungen u. s. w.;
4. Genaue Bezeichnung der Arbeiten, mit Beschreibung des Arbeitsplans, der Art und Qualität des zur Anwendung empfohlenen Eisens und der Bearbeitung.

Spezifikation.

5. Bei jedem Überbau mit untenliegender Fahrbahn mufs eine lichte Weite zwischen den Hauptträgern von 15 Fufs und eine lichte Höhe über den Schienen von 18 Fufs vorhanden sein. Bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn soll für Spannweiten bis 125 Fufs der Abstand der Trägermitten 12 Fufs betragen, bei gröfseren Spannweiten nach Verhältnis der Länge und Höhe der Träger mehr.

6. Jeder Überbau mufs in seiner Längenrichtung mit einer Überhöhung von $\frac{1}{1200}$ der Spannweite montiert werden und nach seiner Prüfung mit der Maximalbelastung auf dieses Mafs der Überhöhung zurückgehen.

7. Alle Brückenteile müssen aus zähem Schmiedeisen von bester gleichmäfsiger Beschaffenheit hergestellt werden, mit Ausnahme der Knotenpunkt-Verbindungen und Auflager, welche aus Gufseisen von anerkannter Güte bestehen können.

8. Jeder Überbau mufs entworfen werden für eine gröfste mobile Belastung (in Zusatz zu dem Eigengewichte der Brücke) von

4000 Pfd. pro lfd. Fufs für Spannweiten von 50 Fufs
3000 „ „ „ „ „ „ „ 100 bis 130 Fufs
2800 „ „ „ „ „ „ „ 150 „ 160 „
2600 „ „ „ „ „ „ „ 200 Fufs und darüber,

und jede Wandkonstrnktion für eine Belastung von 5000 Pfnnd pro Fufs.

[7]) Nach Engng. 1878, No. 661, wiedergegeben in Glaser's Annalen 1878, Nov. S. 361.

9. Die verschiedenen Brückenteile sollen so bemessen werden, dafs das Eisen keiner gröfseren Zugspannung ausgesetzt wird, als 10000 Pfund pro Quadratzoll des Netto-Querschnittes (nach Abzug der Nietlöcher) in den unteren Gurtungen und von 6000 Pfund pro Quadratzoll in den Diagonalen, es sei denn, dafs die Diagonalen nur Zugspannung erhalten, in welchem Falle sie mit 10000 Pfund beansprucht werden dürfen.

10. Die Druckspannung auf dem Brutto-Querschnitt der oberen Gurtungen, der Vertikalen und Diagonalen soll bei Brückenteilen, deren Länge nicht mehr als das 15fache ihrer Querdimension beträgt, das Mafs von 8000 Pfund pro Quadratzoll nicht überschreiten. Bei längeren Brückenteilen ist die Druckspannnng nach Mafsgabe der Gordon'schen Formel zu reduzieren, indem die äufserste Druckfestigkeit des Schmiedeisens mit 36000 Pfd. pro Quadratzoll und die bei 5facher Sicherheit zulässige Inanspruchnahme mit 7200 Pfund pro Quadratzoll angenommen wird. Die Länge der Vertikalen nnd Diagonalen ist dabei von Gnrtnng zu Gurtung zu nehmen.

11. Eisen, welches auf Druck der Abscherung in Anspruch genommen wird, mufs von anerkannt guter Textur sein. Auf Zug beanspruchtes Eisen soll zweimal gewalztes sein und eine äufserste Festigkeit von 55000 bis 60000 Pfund pro Quadratzoll besitzen, es darf bei Probe-Belastungen bis 25000 Pfd. pro Quadratzoll keine bleibende Ausdelmungen annehmen (was mittels anerkannter Instrumente zu messen ist), und es mufs von einer solchen Zähigkeit sein, dafs eine Stange von 1 Zoll Dicke und wenigstens 2 Zoll Breite kalt zusammen gebogen werden kann, bis die flachen Seiten sich vollständig berühren, ohne Merkmale eines Bruches zu zeigen.

12. Da die Qualität des Eisens von vorwiegendster Bedeutung ist, so mufs das Walzen solcher Teile, welche Zugspannungen auszuhalten haben, unter strenger Aufsicht geschehen; das Eisen mufs aus dem besten grauen Roheisen hergestellt, nachher doppelt gewalzt sein, und alle Materialien sollen vor nnd während der Fabrikation sorgfältigen Prüfungen unterworfen werden.

13. Der Unternehmer mufs auf seine Kosten alle die Versuche vorbereiten und anstellen, auch die Probestücke an Stab-, Flach- und Winkeleisen herbeischaffen, welche der Ingenieur für nötig hält, um sich zu vergewissern, dafs die vorgenannten Bedingungen erfüllt werden.

14. Keine vorgenommene Materialprobe oder Beaufsichtigung während der Fabrikation soll die Bedeutung haben, dafs damit die betreffende Arbeit oder das Material angenommen wäre, soll auch in keiner Weise den Fabrikanten seiner vollen Verantwortlichkeit entbinden; der Ingenieur soll bevollmächtigt sein, zu jeder Zeit die Annahme des Ganzen oder eines Teiles wegen Fehler und Mängel zu verweigern.

15. Die Ausführung mufs im wahren Sinne von erster Güte sein. Alle Nietarbeiten sollen unter Anwendung von Schablonen vorgenommen werden, kein Treiben gestattet und das ganze der strengsten Kontrolle während der Fabrikation unterworfen sein.

16. Alle Konstruktionen müssen so angeordnet und entworfen sein, dafs an keiner Stelle Wasser oder Feuchtigkeit sich sammeln kann.

17. Reichliche Vorsorge mufs für Ausdehnung und Zusammenziehung über den Pfeilern und Widerlagern getroffen werden.

18. Alle Eisenteile sollen, ehe sie die Werkstätten verlassen oder dem Rosten ausgesetzt werden, gleich nach ihrer Zusammenstellung mit einem Überzug zur Vermeidnng der Rostbildung versehen werden; alle beschädigten Stellen oder frischen Oberflächen müssen gereinigt oder wieder überzogen werden. Nach der Aufstellung soll das Ganze zwei weitere Anstriche von genehmigter Farbe und Beschaffenheit erhalten.

19. Die Brücken werden nach ihrer Fertigstellung in folgender Weise geprüft: sie werden von einem bis zum anderen Ende mit Lokomotiven beselzt, deren jede mit ihrem Tender nicht weniger als 60 t wiegt und die Durchbiegung in der Mitte soll dann nicht mehr als $\frac{1}{1500}$ der Spannweite betragen.

Litteratur.

Bedingungen zur Anlieferung des Robeisens und zur Anfertigung und Aufstellung der Rheinbrücke bei Köln. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. XI. Bd. Beiblatt.

Vier Viadukte mit gufseisernen Pfeilern und schmiedeisernem Überbau. Ann. des ponts et chaussées 1870, S. 125.

Lieferungsbedingungen der Maas-Brücke bei Crèvecoeur. Railroad Gaz. 1878, S. 243.

Submissionsbedingungen für Lieferung eiserner Brücken in Amerika. Glaser's Ann. 1878, S. 360.

Eisenbahnbrücken in Indien. Engineer 1884, Febr. S. 104.

Lieferungsbedingungen für 16 Brücken in Indien. Engineer 1886, Jan. S. 72.

Eisen- nnd Stahllieferung für die Lnkbur-Brücke in Indien. Engineer 1886, Juli, S. 28.

Lieferungsbedingungen der Bagain-Brücke der indischen Midland-Bahn. Engng. 1887, Mai u. Juni, S. 497 n. 542.

§ 3. **Arbeitszeichnungen. Materialauszüge.** Die Entwürfe eiserner Brücken, welche nach der in Deutschland üblichen Methode durch die Bauverwaltung angefertigt werden, bedürfen in der Regel einer detaillierten Bearbeitung seitens des Fabrikanten, um für die Ausführung verwendbar zu sein. Die Fabrikanten fertigen deshalb Arbeitszeichnungen an, welche die Details in so klarer, übersichtlicher Weise behandeln müssen, dafs es dem ausführenden Techniker leicht wird, dem geübten Arbeiter Verständnis für die Konstruktion beizubringen.

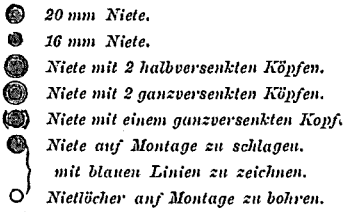
Die fertigen Arbeitszeichnungen sollen dem Konstrukteur zur Genehmigung vorgelegt werden. Diese Forderung ist besonders da, wo es sich um Herstellung eigenartiger Brücken handelt, zu stellen. Es ergiebt sich hierbei eine willkommene Gelegenheit, um Mifsverständnisse, welche etwa zwischen Konstrukteur und Fabrikant mit Bezug auf die Ausführung einzelner Teile obwalten, auszugleichen, um etwaige Bedenken des Fabrikanten gegen einzelne Konstruktionen zur Geltung oder auch einzelne andere Profile in Vorschlag zu bringen u. s. w. Alle später noch angeordneten Änderungen sind mit mehr oder weniger erheblichen Kosten verbunden.

Die Zeichnungen für die Hauptträger gröfserer Brücken sind im Mafsstab 1:25, die von Teilen derselben nicht über 1:10 zu zeichnen. Von schwierigen Partien werden Zeichnungen in natürlicher Gröfse angefertigt; meistens macht man indessen von solchen Teilen gleich Schablonen.

Da Arbeitszeichnungen sich hier nicht beifügen lassen, so kann nur auf das wesentlichste derselben hingewiesen werden. Die Dimensionen jedes Stückes sind mit deutlichen Zahlen einzuschreiben; die durch die Konstruktion gegebenen Abteilungen werden besonders eingetragen; hierbei sind Kontrollmafse beizufügen, d. h. Summen von einzelnen Längenmafsen einzuführen oder umgekehrt eine Trennung der Hauptmafse in Einzelmafse vorzunehmen. Die Nietteilung ist so genau vorzuschreiben, dafs ein Vorarbeiter danach das Anzeichnen der Nietlöcher auf dem betreffenden Stück oder auf einer Schablone bewirken kann.

Die Niete können in der Zeichnung nach ihrem verschiedenen Durchmesser durch Farbe unterschieden werden; durch besondere Striche werden die vollen, halb oder ganz versenkten Köpfe charakterisiert; noch weitere Kennzeichen deuten an, ob die Niete in der Werkstatt oder erst bei der Montierung zu schlagen sind oder auch die Nietlöcher erst bei der Aufstellung gebohrt werden sollen. Diese Art der Bezeichnung verschiedener Niete mufs für eine und dieselbe Brückenbauanstalt durchaus feststehend sein, um Irrtümer nach Möglichkeit auszuschliefsen. Durchweg gilt als Regel, dafs in der Werkstatt zu schlagende Niete voll angelegt werden und nur durch die Farbe der Durchmesser derselben unterschieden wird. Niete, welche für das Montieren reserviert sind, werden aufserdem mit einem farbigen Kreise umzogen, während der blofse farbige Kreis ein Kennzeichen ist, dafs das betr. Loch erst bei der Montierung gebohrt werden soll. In Fig. 1 ist ein derartiges Nietschema dargestellt, in welchem durch vertikale Schraffur blaue, durch horizontale Schraffur rote Farbe bezeichnet ist. Diese Art und Weise der Bezeichnung giebt ein anschauliches Bild, bis zu welcher Grenze die Konstruktionsteile in der Werkstatt fertig zu stellen sind, und welche Arbeiten der Montierung am Aufstellungsorte vorbehalten bleiben.

Fig. 1. Nietbezeichnung.



Bei der Darstellung von Gufsstücken ist Rücksicht darauf zu nehmen, welche Teile nach dem Gufs noch eine sorgfältige Bearbeitung durch Behauen, Hobeln oder Feilen erfahren müssen. Diese Flächen, z. B. die Auflagerflächen der Pendel, werden im Schnitt durch eine scharfe rote Linie aufser der Konstruktionslinie umzogen.

Unter Zugrundelegung der Arbeitszeichnung findet die Anfertigung des Material-Verzeichnisses statt. Letzteres ist ein genauer Auszug der einzelnen Konstruktions-

teile und giebt diesen fortlaufende Positionsnummern. Die gleichen Stücke, die verschiedentlich, etwa bei Anfertigung mehrerer gleicher Träger, auftreten, erhalten übereinstimmende Nummern. Jene Positionsnummern nebst einem beliebigen, für die betreffende Brückenkonstruktion gewählten Zeichen, z. B. $T.Z$ sind von dem Walzwerk auf allen zur Anlieferung kommenden Eisen mit Ölfarbe aufzuschreiben. Durch dies Zeichen wird verhindert, dafs die Eisen zu einer anderen Brücke, als bestimmt, verwendet werden; die beigefügte Nummer setzt den Materialverwalter in den Stand, die für jeden Konstruktionsteil erforderlichen Materialien nach Ausweis des Materialverzeichnisses herauszugeben.

Nachstehend das Schema eines Materialverzeichnisses, wie es meistens üblich ist.

1. Position.	2. Anzahl.	3. Benennung.	4. Mafse des Materials. Genaue Mafse. Länge mm	Breite mm	Dicke mm	Mafse zur Anlieferung. Länge mm	Breite mm	Dicke mm	5. Gewichte der Mafseinheit pro kg	eines Stückes kg	in Summa kg	6. Zeichen.	7. Bemerkungen.	8. Anlieferung. Tag.	Stückzahl.	Gewicht.	Tag.	Stückzahl.	Gewicht.

Zur Erläuterung ist folgendes zu bemerken: In Spalte 4 sind die genauen Mafse und die für die Anlieferung giltigen unterschieden. Die Differenz zwischen beiden richtet sich nach dem Grade der erforderlichen Bearbeitung nnd beträgt bei den zusammenzustofsenden Gurtungseisen nicht unter 5 mm. Gleichfalls ist bei allen Eisen, die gekröpft werden, ein entsprechender Zuschlag zu machen.

Die Gewichte der verschiedenen Eisensorten werden unter Annahme eines bestimmten spezifischen Gewichtes festgestellt. Zur Berechnung eignen sich die Tabellen von Scharowsky und Seifert.[8]) Dieselben sind mit Zugrundelegung eines spezifischen Gewichtes von 7,80 berechnet.

Die Rubrik „Anlieferung“ ist zur Übersicht notwendig und kommt noch einmal in dem Journal des Materialienverwalters vor, in welchem dann in einer entsprechenden Rubrik „Ablieferung“ der Abgang der einzelnen Stücke in die Werkstatt vermerkt wird.

Die Rubrik „Bemerkungen“ dient hauptsächlich zur Aufnahme von Mafsskizzen für solche Konstruktionsteile, welche nicht durch ein Rechteck begrenzt werden, wie z. B. für die Anschlufsbleche der Gurtungsknotenpunkte, Diagonalen mit abgeschrägten Enden u. s. w. Aufserdem ist in dieser Rubrik zu vermerken, wenn Materialien durch nachträgliche Anordnung abweichend von den ursprünglichen Bestimmungen angeliefert werden mit Angabe des Mehr- oder Mindergewichtes.

Nietliste.

Position.	Stückzahl und Durchmesser. mm	mm	mm	mm	Bezeichnung der Niete, Schrauben und Futterringe.	Länge in Eisen.	Länge des Schaftes.	Konstruktionsteile, welche miteinander zu verbinden sind. Bleche.			Winkeleisen.			Flacheisen.			Façoneisen.			Futterringe.			Bemerkungen.

Aufser dem Materialauszug wird eine sogenannte Nietliste aufgestellt. In dieser werden die sämtlichen in der Werkstatt und beim Montieren zu schlagenden Niete getrennt aufgeführt, desgleichen die Anzahl und die Länge der Schrauben und der Futterringe. Nach dieser Liste wird über die zur Verwendung kommenden Kleineisenteile,

[8]) Scharowsky u. Seifert. Tabellen zur Gewichtsberechnung von Walzeisen nnd Eisenkonstruktionen. Hagen 1873.

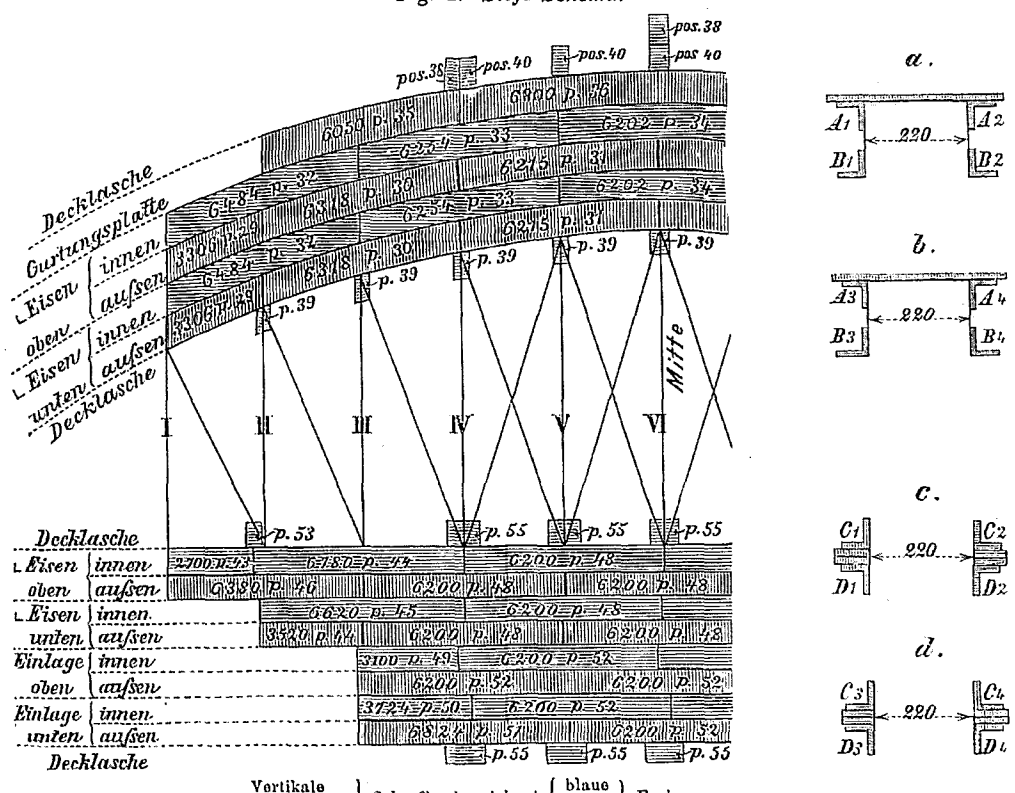
welche je nach ihrem Durchmesser und der erforderlichen Länge gesondert und in Fässern verpaekt zur Anlieferung kommen, disponiert. Wie aus dem Schema einer Nietliste (s. S. 96) hervorgeht, ist der Platz, an dem die Niete Verwendung finden sollen, aus derselben ersichtlich.

Zur Aufstellung der Nietlisten, welche am zweckmäfsigsten von dem die Werkzeichnungen herstellenden Techniker angefertigt werden, bedient man sich der Niettabellen, welche angeben, wieviel Schaftlänge zur Bildung des Schliefskopfs nötig ist. In diesen Zuschlaglängen ist auf die Stauchung des Nietschaftes Rücksicht genommen.

Die nachstehende Niettabelle ist von Beuchelt & Co. in Grünberg aufgestellt.

Niete in Dicke von																			
8		10		13		15		17		18		20		22		23		25		26 mm	
Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.	Länge im Eisen.	Zugabe pro Kopf.
10	10	10	13	20	16	20	18	20	21	20	22	20	24	20	26	20	28	20	29	20	30
20	11	20	13	30	16	30	19	30	22	30	23	30	24	30	26	30	28	30	30	30	31
30	12	30	15	40	17	40	20	40	23	40	24	40	25	40	27	40	29	40	31	40	32
		40	16	50	18	50	21	50	24	50	25	50	26	50	28	50	30	50	32	50	33
				60	19	60	22	60	25	60	26	60	27	60	29	60	31	60	33	60	34
				70	20	70	23	70	26	70	27	70	28	70	30	70	32	70	34	70	35
				80	21	80	24	80	27	80	28	80	29	80	31	80	33	80	35	80	36
				90	22	90	25	90	28	90	29	90	30	90	32	90	34	90	36	90	37
				100	23	100	26	100	29	100	30	100	31	100	33	100	35	100	37	100	38

Fig. 2. *Stofs-Schema.*



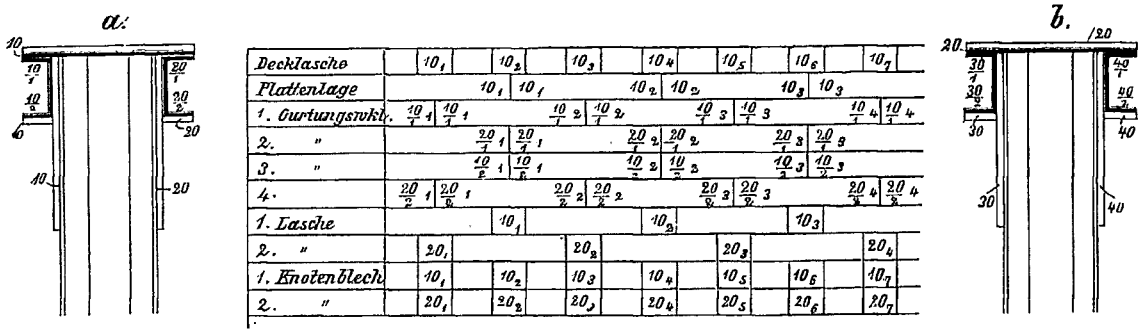
Nach diesen allgemeinen Erörterungen über Arbeitszeichnungen und Materialauszüge erübrigt noch, die Bezeichnungsweise für bestimmte Fälle anzuführen. Vor dem Zulegen gröfserer Träger ist ein Stofs-Schema derselben anzufertigen, in welchem die Längen der Gurtungseisen einzeln unter Bezugnahme auf die betreffenden beigefügten Positionsnummern eingetragen sind.

Zur näheren Erklärung sei auf Fig. 2 (S. 97) verwiesen. Das dort dargestellte Stofsschema giebt die Anordnung der Gurtungen der 31 m weiten Brücke über die Neifse bei Glatz, deren Quersehnitte in Fig. 2 *a* bis 2 *d* ersichtlich sind.

Die Bezeichnung der Winkeleisen durch beigesetzte Buchstaben und Zahlen wird im allgemeinen, wenn letztere auf die Eisenteile geschrieben werden, ein Verwechseln der zu verschiedenen Gurtungen gehörigen Eisen nach dem Auseinandernehmen des Trägers verhindern und ist aufserdem nur noch nötig, die in einem Zuge z. B. A 4 liegenden Eisen in ihrer Aufeinanderfolge zu numerieren, um die Möglichkeit der Vertauschung auszuschliefsen. Eine solche Kennzeichnung ist auf Grund eines Schemas nach vollständiger Fertigstellung des Trägers in der Werkstatt unbedingt nötig. Wie in einem späteren Paragraphen hervorgehoben, ist nicht nur vorzuschreiben, dafs jeder Träger in der Werkstatt vollständig zusammengelegt werde, sondern auch, dafs die einzelnen sonst gleichen Stücke verschiedener Träger beim Montieren nicht verwechselt werden können, da selbst bei genauester Arbeit kleine Unterschiede in den Einzellängen der korrespondierenden Stücke verschiedener Träger unausbleiblich sind.

Nach Mitteilung von Scharowsky empfiehlt es sich, folgende Bezeichnungsweise zu wählen, für die bei jeder Brücke ein Schema anzufertigen ist. Als Grundzeichen der oberen Gurtung sei *O*, der unteren *U* u. s. w. gewählt, so wird, im Brückenquerschnitt betrachtet, die Aufeinanderfolge entspreehend ähnlicher Stücke in horizontalem Sinne mit $1\,O$, $2\,O\ldots$ bezeichnet. In vertikalem Sinne wird diese Aufeinanderfolge ähnlicher Stücke durch $\frac{1\,O}{1}\ \frac{1\,O}{2}$ u. s. w. gegeben sein. Fügt man nun, um die Aufeinanderfolge zweier in einem Zuge liegenden Eisen zu kennzeichnen, an jedem Stofse auf jedes Stück noch die betreffende Stofsnummer hinzu, so ist klar, dafs das Wiederzusammenfinden der Eisenteile bei der Montierung sich sehr einfach gestaltet. Die Decklaschen u. s. w. können hierbei fortlaufend numeriert werden. Das in Fig. 3 dargestellte Schema wird diese Bezeichnungsweise erklären. Die Verwechselung von Teilen einer Brückenöffnung ist auf diese Weise ausgeschlossen; sind mehrere gleiche Öffnungen vorhanden, so können die jeder Öffnung angehörigen Stücke noch durch einen auf die Mitte jedes Stücks gesetzten farbigen Strich oder eine Nummer genügend unterschieden werden.

Fig. 3. *Schema für die Bezeichnung der Brückenteile.*



Diese Art der Bezeichnung, welche auf den ersten Blick kompliziert erscheint, ist thatsächlich so einfach, dafs jeder Arbeiter sie ausführen kann. Sie ermöglicht namentlich Zeitersparnis bei den Montierungsarbeiten, was deshalb wesentlich ist, weil die Tagelöhne beim Montieren mindestens 30% höher sind, als in der Werkstatt.

Von einer Beschreibung der inneren Einrichtung der Brückenbauanstalten wird, wie an dieser Stelle erwähnt werden mag, Abstand genommen, desgleichen von einer

Aufführung der zahlreichen Werkzeuge und Hilfsmittel. Auch die Einrichtung der auf dem Werke zu führenden Arbeitslisten, der Bücher der Materialienverwalter u. s. w. sollen hier nicht besprochen werden. Alle diese Fragen betreffen die innere Organisation der Brückenbauanstalt und sind für den verwaltungsseitig gestellten Aufsichtsbeamten mehr oder weniger bedeutungslos.[9])

§ 4. Die Prüfungen des Materiales. In Bezug auf die Eigenschaften und Fehler der Materialien kann im allgemeinen auf das im VII. Kapitel Gesagte verwiesen werden. Aus den Erörterungen an jener Stelle erhellt auch, dafs über die Frage, in welcher Weise die an ein gutes Material zu stellenden Anforderungen durch Zahlen auszudrücken sind, also über die Frage der Qualitätsziffern, noch grofse Meinungsverschiedenheiten obwalten.

Die erste oberflächliche Prüfung wird sich auf das Aussehen und die gleichmäfsige Bearbeitung der Materialien zu beziehen haben. Die eingelieferten Eisen müssen so gleichmäfsig in ihrer Stärke sein, dafs genaue Messungen derselben an den entsprechenden Stellen höchstens 3 % Differenz ergeben. Geben die beregten Punkte zu Ausstellungen keine Veranlassung, so ist der innere Zusammenhang der Eisen zu untersuchen.

Die Prüfungsmethoden sowohl, als die von dem Material geforderten Beanspruchungen weichen in den einzelnen Ländern weit voneinander ab. Um wenigstens in Deutschland eine Einheitlichkeit zu erzielen, wurden bereits im Jahre 1879 Entwürfe zu Lieferungsbedingungen, von denen weiter unten die Rede sein wird, seitens der Generalversammlung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen den Verwaltungen zur Annahme empfohlen.[10]) Späterhin wurde infolge einer von Bauschinger gegebenen Anregung von Männern aus den verschiedensten technischen Berufszweigen auf freien Konferenzen erstrebt, die Prüfungen einheitlich zu gestalten, um einen sicheren Vergleich verschiedener Versuche zu ermöglichen und dieselben auf diesem Wege wertvoller zu machen. Ein vorläufiger Abschlufs dieser Arbeiten soll in einer im Herbst 1888 in Berlin zusammentretenden Konferenz erzielt werden. Dafs ein dauernder Abschlufs überhaupt nicht möglich, wurde gelegentlich der bezeichneten Konferenzen in folgender Weise erläutert: „Die Prüfungsmethoden können nicht immer dieselben bleiben; sie müssen sich fortbilden mit unserer zunehmenden Kenntnis von den Eigenschaften der Materialien, die wir in der Technik verwenden, mit den Verbesserungen, die in der Herstellung dieser Materialien eingeführt werden, mit der Herbeiziehung neuer Stoffe u. s. w.“

Nachstehend geben wir aus den Mitteilungen über jene Konferenzen die Bestimmungen wieder, welche die für Brückeneisen empfohlenen Proben betreffen.[11]) Dies erscheint nach dem Stande der vorliegenden Frage um so wichtiger, als manche der bislang üblichen Prüfungsmethoden nach der Ansicht der Fachmänner, welche sich an den Konferenzen beteiligt haben, entbehrlich bezw. wertlos sind. — Es sei an dieser Stelle bemerkt, dafs die zu den Versuchen zu benutzenden Hilfsmaschinen im Anschlufs an den IV. Band dieses Handbuches eingehend beschrieben sind.

---

[9]) Angaben hierüber finden sich in dem Aufsatze von Mehrtens: Notizen über Herstellung eiserner Brücken. Deutsche Bauz. 1882. — Über Einrichtung und Ausrüstung der Werkstätten vergl. auch Mehrtens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887, S. 293.

[10]) Die Eigenschaften von Eisen und Stahl. VII. Supplementband zum Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. Wiesbaden 1880.

[11]) Beschlüsse der Konferenzen zu München am 22. bis 24. Sept. 1884 und Dresden am 20. und 21. Sept. 1886 über einheitliche Untersuchungsmethoden u. s. w. München 1887.

I. Allgemeine Bestimmungen.

1. Jede zur technischen Prüfung von Materialien benutzte Maschine mufs so eingerichtet sein, dafs sie leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden kann. Die Konstruktion mufs eine derartige sein, dafs bei richtiger Behandlung stofsweise Wirkung der Belastung thunlichst ausgeschlossen ist. Diese Eigenschaft kommt sowohl den mit hydraulischem Druck, als auch den mit Schraube wirkenden Maschinen zu. Für praktische Zwecke ist eine besondere Vorrichtung, welche die Maschine selbstthätig wirkend macht, nicht notwendig.

2. Eine gute Einspann-Vorrichtung mufs so beschaffen sein, dafs der Zug oder Druck möglichst gleichförmig über den Querschnitt des Versuchsstückes verteilt wird. Hierzu sind erforderlich:

a. Bei Druckproben:

Freie und möglichst leichte Beweglichkeit der einen der beiden Druckplatten nach allen Seiten hin.

Möglichst ebene und parallele Druckflächen der Probestücke, die zu diesem Zweck, wo es das Material nur irgendwie zuläfst, abzuhobeln oder auf der Planseite abzudrehen sind.

b. Bei Zugproben:

Freie und möglichst leichte Beweglichkeit des Stabes zum Richten bei Beginn des Zuges.

Diese Bedingungen erfüllen erfahrungsgemäfs:

Bei Rundstäben die Kugellagerung, am besten die mit ungeteilter Kugelschale.

Bei Blechstäben Einspannloch und Bolzen, und zwar nur ein Loch und ein Bolzen auf jeder Seite, oder gefräste Enden und entsprechende Keile dazu.

Die Pummer'sche Einspann-Vorrichtung, eine Art von Universalgelenk mit zwei sich rechtwinklig kreuzenden Schneiden, wird für vertikale Maschinen empfohlen. Der Gebrauch von Einbeifskeilen, d. h. von solchen Stahlkeilen, welche sich von selbst in das Probestück einbeifsen, ist zu verwerfen.[12])

3. Ein einheitlicher Apparat zur Vornahme von Festigkeitsversuchen für die tägliche Praxis kann nicht empfohlen werden; dagegen ist anzuerkennen, dafs eine Reihe der bekannten Apparate ihrem speciellen Zwecke mehr oder weniger entsprechen.

4. Den von den Prüfenden hinauszugebenden Resultaten sind diejenigen Angaben über die gebrauchten Maschinen und angewandten Prüfungsmethoden in möglichst kurzer Fassung beizufügen, welche zur Beurteilung des Wertes der Versuchsergebnisse notwendig sind.

5. Den Versuchsergebnissen sollen immer, wenn irgend möglich, aufser der Angabe der Herkunft des Probestückes ein mikroskopischer oder chemischer Befund, oder beides, endlich Angaben über die Entstehungsart des Probestückes und sonstige, etwa gleichfalls feststehende physikalische, chemische oder technische Merkmale gegenüber gestellt werden.

(Eine derartige Ergänzung der Ergebnisse der Festigkeitsversuche wird zwar bei solchen Untersuchungen, welche in erster Linie praktischen Zwecken dienen sollen, nur selten in vollständiger Weise möglich sein, doch ist sie behufs Erreichung möglichster Vielseitigkeit der Versuchsergebnisse wünschenswert und bei wissenschaftlichen Untersuchungen jedenfalls festzuhalten.)

(Der Einfluss der Zeit auf die Resultate der Festigkeitsversuche untersteht noch besonderen Versuchen; das Resultat derselben wird später bekannt gegeben werden.)

6. Die Materialien sollen auf diejenige Festigkeit erprobt werden, auf welche sie bei der Verwendung statisch beansprucht sind.

(Die Qualität eines Materiales an sich ist die Summe seiner mechanischen Eigenschaften. So lange man den inneren Zusammenhang dieser Eigenschaften nicht derart kennt, dafs man von einer oder einigen auf die übrigen schliefsen kann, — und davon ist man noch weit entfernt — so lange können auch Beobachtungen einer oder einiger Eigenschaften allein nicht ausreichen, um das Verhalten des Materiales verschiedenen Verwendungs- d. h. Beanspruchungsweisen gegenüber beurteilen zu können, so lange müssen also die Materialien auf jene mechanischen Eigenschaften geprüft werden, auf welche sie bei ihrer Verwendung beansprucht sind.)

---

[12]) Beschreibung und Abbildung der vorstehend empfohlenen Einspannvorrichtung s. Heft XIV der „Mitteilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der techn. Hochschule München", S. 287 bis 290 und Blatt II.

7. Solche Materialien, welche bei ihrer Verwendung durch Stöfse beansprucht werden, sind zur vollständigen Feststellung ihrer Beschaffenheit auch durch Schlagproben zu prüfen.

(Die weiteren Angaben, namentlich bezüglich des Normalschlagwerkes, sind an dieser Stelle zu entbehren, da derartige Proben bei eisernen Brücken nur ausnahmsweise vorkommen dürften.)

II. Prüfung von Schmiedeisen[13]) und Stahl.

A. Schweifseisen für Brückenbauzwecke.

1. Dasselbe soll der Zug- oder Zerreifsprobe unterworfen werden, ebenso
2. der Biegeprobe, und zwar mit ruhender Belastung (Pressung) mittels langsam wirkender maschineller Vorrichtung im kalten sowohl, als auch im warmen Zustande um einen Dorn von 25 mm konstantem Durchmesser.
3. Die Ausbreitemethode und die Bruchprobe braucht nicht angewendet zu werden, da durch obige beide Proben das Material genügend gekennzeichnet wird.

B. Flufseisen für Brückenbauzwecke.

1. Dasselbe soll, wie Schweifseisen, der Zerreifsprobe unterworfen werden, ebenso
2. der Biegeprobe in derselben Weise, wie vorstehend unter A. No. 2 angegeben.

(Die Schweifsprobe und Härteprobe sind nicht anzuwenden. Die Schweifsprobe nicht, weil beim Brückenbau das Schweifsen nicht vorkommt, vielmehr zu vermeiden ist; aus demselben Grunde auch die Härteprobe nicht, und weil durch die Zug- und Biegeprobe das Material schon hinreichend gekennzeichnet ist.)

(Bei besonderen Brückenteilen [Auflagerplatten u. s. w.] wird zwar grofse Härte verlangt, aber für solche sind dann specielle Vorschriften zu machen; auch liegt die Forderung grofser Härte in derjenigen einer gröfseren Festigkeit im allgemeinen mit inbegriffen.)

C. Drähte.

Dieselben sind zu unterwerfen:

1. der Zerreifsprobe,
2. der Verwindungsprobe, und zwar mittels Maschine, welche die Willkür ausschliefsen,
3. der Biegeprobe durch wiederholtes Hin- und Herbiegen, ebenfalls auf maschinellem Wege um einen Dorn von dem bestimmten Durchmesser von 5 mm.

(Durch Festsetzung eines Dorns von bestimmtem Durchmesser wird dem verwerflichen Gebrauch, den Draht in einen Schraubstock mit scharfem Kneifbacken zu spannen und hin und her zu biegen, gesteuert.)

D. Drahtseile.

Dieselben sind zu unterwerfen:

1. der Zerreifsprobe,
2. der Prüfung auf Stofs oder Schlag in der Längsrichtung.

(Die Biegeprobe für Drahtseile hätte nur dann Wert, wenn sie als Dauerprobe angestellt würde, aber das ist sehwer durchführbar und überflüssig, weil schon jeder einzelne Draht im Seil auf Hin- und Herbiegen geprüft ist.)

E. Messungen bei der Zerreifsprobe.

1. Bei der Zerreifsprobe ist zu messen:
   a. die Zugfestigkeit,
   b. die Zusammenziehung an der Bruchstelle,
   c. die Dehnung nach dem Bruch (vergl. unten unter F. No. 1),
   d. die Elasticitäts- oder Proportionalitätsgrenze.

(Die Zusammenziehung an der Bruchstelle richtet sich zwar wesentlich nach der Form und Gröfse des Querschnittes, aber eben deswegen müssen Normalformen vorgeschrieben werden [siehe unten unter F. No. 1]. Eigentlich wäre es zweckentsprechender, die Dehnung, welche beim Auftreten der gröfsten Zugkraft oder beim Beginn der Einschnürung statthat, zu messen, aber dieser Moment ist bei den gröfseren Zerreifsmaschinen schwer bestimmbar.

---

[13]) Schmiedeisen ist hier im Gegensatz zu Gufseisen genommen und begreift Schweifs- und Flufseisen in sich.

Doch dürfte die fragliche Delmung mit einer, für die Praxis hinreichenden Genauigkeit durch Elimination der örtlichen Einflüsse und zwei Beobachtungen gefunden werden können, von welchen die eine die Delmung nach dem Bruche, bezogen auf eine ursprüngliche Länge von 10 cm, die andere auf eine solche von 20 cm giebt.)

2. Es wird empfohlen, möglichst viele Einzelwerte zur Bestimmung des Arbeitsdiagrammes aufzunehmen, falls nicht ohnehin schon das Arbeitsdiagramm durch besondere Apparate verzeichnet wird.

(Über die Gestaltung der Arbeitsdiagramme vergl. man S. 60 des VII. Kap., Fig. 9.)

3. Bei der Aufnahme der Diagramme ist wesentlicher Wert auf die Angabe der Geschwindigkeit zu legen, mit welcher das Diagramm ausgeführt wird.

4. Bei der Aufnahme des Diagrammes sind die folgenden fünf Punkte möglichst genau zu bestimmen:

a. Proportionalitätsgrenze,
b. Streckgrenze,
c. Beginn der Einschnürung,
d. Maximalbelastung (Abfall des Wagehebels),
e. Bruchgrenze.

5. Der Inhalt des Arbeitsdiagrammes ist bis zur Bruchgrenze in Rechnung zu ziehen.

(Praktisch hat nur diejenige Arbeit Wert, welche der ganze Stab bis zum Eintritt der Einschnürung leistet; von da an arbeitet hauptsächlich nur die sich zusammenziehende Stelle; doch ist die letztere Arbeit bei den meisten Konstruktionsmaterialien nicht mehr bedeutend, sodafs die Ausdehnung der Bestimmung des Inhalts des Arbeitsdiagrammes bis zum Bruch keinen bedeutenden Fehler verursachen und daher vorläufig wegen der Schwierigkeit der Bestimmung des Momentes der Maximalbelastung beibehalten werden kann. Aufserdem ist die gesonderte Berücksichtigung desjenigen Teiles des Diagrammes, der dem Vorgange der Einschnürung entspricht, deshalb zu wünschen, weil möglicherweise Beziehungen stattfinden zwischen der örtlich auftretenden Dehnung, die nach dem Beginne der Einschnürung stattfindet, und der Arbeit, welche dazu erforderlich ist.)

F. Gestalt der Probestücke bei der Zerreifsprobe.

1. Rundstäbe sind in vier Typen herzustellen, und zwar von der gleichen Gebrauchslänge von 200 mm, aber den Durchmessern von 10, 15, 20 und 25 mm, je nach Bedarf und Möglichkeit.

Unter Gebrauchslänge von 200 mm ist dabei zu verstehen, dafs der cylindrische Teil des Stabes 200 und noch jederseits 10 mm, also im ganzen 220 mm lang sein mufs, die Dehnung aber nur auf jene 200 mm gemessen wird, s. Fig. 4*a*.

Fig. 4*a*.

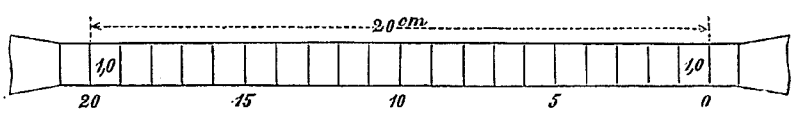
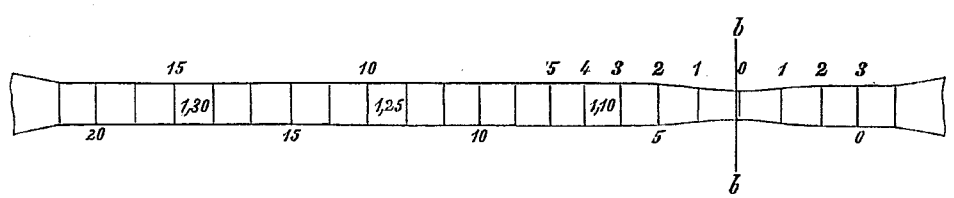


Fig. 4*b*.



Jene Gebrauchslänge ist von 10 zu 10 mm einzuteilen und die Messung der Verlängerung nach dem Bruche (vergl. oben unter D. No. 1. e.) auf nachstehende Weise vorzunehmen: Gesetzt, der Bruch erfolge bei dem in Fig. 4*b* abgebildeten Stab zwischen den Teilstrichen 3 und 4 der unteren Skala. Gebt man nun von der Voraussetzung aus, dafs die Querschnitts- und Längenänderungen zu beiden Seiten des Bruches einen symmetrischen Verlauf haben, und bezeichnet man die Teilstriche, von der Bruchstelle ausgehend, so, wie über der Figur eingeschrieben, so kann man nach links hin ohne weiteres die Länge zwischen den Teilstrichen 1 und 5 und dazu noch $0b + b1$, oder die Länge zwischen den Teilstrichen 1 und 10 und dazu ebenfalls noch $0b + b1$ messen, je nachdem die Verlängerung für ursprünglich 10 oder für 20 cm bestimmt werden soll. Nach rechts hin kann aber blofs zwischen den Teilstrichen 0 und 3

gemessen werden, und dazu ist dann von der linken Seite her das gleichwertige Stück zwischen den Teilstrichen 3 und 5 oder 3 und 10 zu ergänzen, je nachdem wieder die Verlängerung für ursprünglich 10 oder 20 cm gemessen werden soll. Auf diese Weise hat man dann den Stab nahezu so ausgemessen, als wenn der Bruch in seiner Mitte erfolgt wäre. Jene Einteilung der Gebrauchslänge und die eben beschriebene Messungsweise der Dehnung nach dem Bruch sind immer auf zwei entgegengesetzten Seiten des Stabes vorzunehmen.

2. Die Gebrauchslänge der Flachstäbe ist, wie bei den Rundstäben 200 mm und hat man darunter ähnliches zu verstehen, wie dort; auch die Einteilung derselben und die Messung der Verlängerung nach dem Bruche hat ebenso, wie dort, zu geschehen.

(Aus dem unter E. No. 1 angegebenen Grunde empfiehlt es sich, die Dehnung sowohl auf 20, als auch auf 10 cm ursprüngliche Stablänge auszumessen.)

3. In den Fällen, wo Breite und Dicke der Flachstäbe beliebig ausgewählt werden können, soll die Breite 30 und die Dicke 10 mm betragen und überhaupt der Querschnitt 30 × 10 mm als normaler gelten.

(Anstatt der früher üblichen Breite von 50 mm soll nur die von 30 mm genommen werden, mit Rücksicht auf die kleineren, namentlich in Hüttenwerken angewandten Prüfungsmaschinen, die meist nur etwa 50 t Kraft ausüben können.)

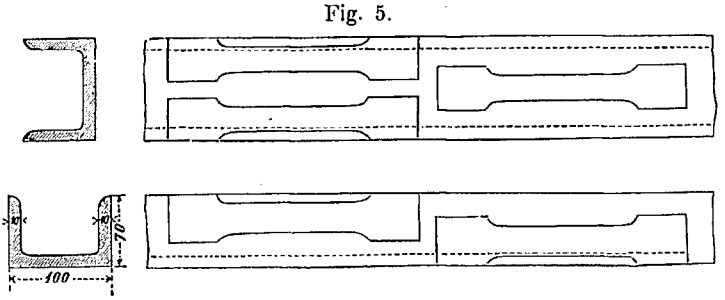
4. Wo die Dicke gegeben ist, wie bei Blechen, soll bis zur Dicke von 24 mm die Breite der Flachstäbe 30 mm betragen und von 25 mm Blechdicke an die Dicke zur Breite des Probestückes und als Dicke desselben 10 mm genommen werden.

Um in letzterem Falle die Walzhaut nicht zu verlieren, sollen die Probestücke an den Enden in der Dicke erweitert und auf diese Weise die Einspannköpfe gebildet werden.

Ausnahmsweise können da, wo nur schwächere Prüfungsmaschinen zu Gebote stehen, statt der obigen Grenzen 24 und 25 mm die Grenzen 16 und 17 mm genommen werden.

5. Aus Flacheisen, Winkeleisen, Einfach- oder Doppel-T-Eisen, U-Eisen u. s. w. sind der Länge nach Flachstäbe von 200 mm Gebrauchslänge und von höchstens 30 mm Querschnittsbreite herauszuschneiden. Bei gröfserer Breite der Flacheisen oder der Schenkel der Winkeleisen oder der Flantschen und Stege der T- und Doppel-T-, der U-Eisen u. s. w. sind dieselben der Länge nach so zu teilen, dafs bei der Prüfung der ganze Querschnitt zur Geltung kommt, dafs also zwei oder mehrere Stäbe genommen werden, die nebeneinander liegen, oder ineinander hineingeschoben sind u. s. w., also z. B., wie es die Fig. 5 für ein U-Eisen von gröfseren Dimensionen zeigt.

Fig. 5.



6. Die Walzhaut mufs unter allen Umständen an den Probestücken verbleiben.

(Von einer Wiedergabe der Prüfungsvorschriften für Gufseisen wird hier Abstand genommen, da dieses Material bei Brückenbauten nur untergeordnete Verwendung zu Auflagerplatten u. s. w. findet.)

Es ist nicht zu verkennen, dafs namentlich bei Flufseisen und Stahl die Prüfung kurzer Stäbe nicht diejenige Sicherheit gewährt, welche erstrebt werden mufs. Man hat deshalb angefangen, mit geeignet konstruierten Maschinen Zugstangen in ihrer ganzen Länge hinsichtlich ihrer Festigkeit zu prüfen, ein Verfahren, welches Beachtung verdient. Das Nähere enthält die unten bezeichnete Mitteilung.[14])

Qualität der Materialien. Für Gufseisen und Schweifseisen sind in den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau, welche seitens des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine unter Mitwirkung des Vereins deutscher Ingenieure und des Vereins deutscher Eisenhüttenleute aufgestellt sind, Vorschriften gegeben. Wir stellen diese an die Spitze.

[14]) Prüfungen von Zugstangen mit Bolzen-Augen. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 342.

I. Gufseisen. Die aus Gufseisen bestehenden Teile müssen, wenn nicht Hartguls oder andere Gattierungen ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem weichen Eisen sauber und fehlerfrei hergestellt sein.

Die Zugfestigkeit soll bei Gufseisen mindestens 1200 **kg** f. d. **qcm** betragen.

Es mufs möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinklige Kante des Gufsstückes mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne dafs die Kante abspringt.

Ein unbearbeiteter quadratischer Stab von 30 **mm** Seite, auf zwei, 1 **m** voneinander entfernten Stützen liegend, mufs eine allmählich bis zu 450 **kg** zunehmende Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht.

Die Differenz der Wanddicken eines Querschnittes, dessen vorgeschriebener Flächeninhalt überall mindestens eingehalten sein mufs, darf bei Säulen bis zu 4 **dcm** mittlerem Durchmesser und 4 **m** Länge die Gröfse von 5 **mm** nicht überschreiten. Bei Säulen von gröfserem Durchmesser und gröfserer Länge wird die zulässige Differenz für ein Decimeter Mehrdurchmesser und für ein Meter Mehrlänge um je $^1/_2$ **mm** erhöht.

Die Wandstärke soll jedoch in keinem Falle weniger als 10 **mm** betragen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

II. Schweifseisen. Das Eisen soll dicht, gut stauch- und schweifsbar, weder kalt- noch rotbrüchig, noch langrissig sein, eine glatte Oberfläche zeigen und darf weder Kantenrisse, noch offene Schweifsnähte oder sonstige unganze Stellen haben.

A. Zerreifsproben.

Für die Beurteilung sind in erster Linie Dehnungs- und Zerreifsproben mafsgebend. Die Dehnung ist auf eine Länge von 20 **cm** zu messen.

Die Versuchsstücke sind von dem zu untersuchenden Eisen kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten.

Es müssen mindestens betragen:

1. Bei Flacheisen, Winkeleisen, Façoneisen (Formeisen) und Blechen, welche im wesentlichen nur in der Längsrichtung beansprucht werden,
   a. Zugfestigkeit in der Längsrichtung, wenn die Dicke beträgt:
      α. 10 **mm** oder weniger, 3600 **kg** f. d. **qcm**,
      β. mehr als 10 **mm** bis einschliefslich 15 **mm**, 3500 **kg** f. d. **qcm**,
      γ. mehr als 15 **mm** bis einschliefslich 25 **mm**, 3400 **kg** f. d. **qcm**,
   b. Die Dehnung bis zum Bruche in allen Fällen 12%.
2. Bei Blechen mit ausgesprochener Längsrichtung, welche vorwiegend Biegungsspannungen aufzunehmen haben, z. B. bei Stegblechen von Blechträgern,
   a. in der Längsrichtung: Zugfestigkeit 3500 **kg** f. d. **qcm**, Dehnung 10%;
   b. in der Querrichtung: Zugfestigkeit 2800 **kg** f. d. **qcm**, Dehnung 3%.
3. Bei Blechen ohne ausgesprochene Längsrichtung, welche vorwiegend durch Spannungen in verschiedenen Richtungen beansprucht sind, wie z. B. bei Anschlufsblechen,
   a. in der Hauptwalzrichtung: Zugfestigkeit 3500 **kg** f. d. **qcm**, Dehnung 10%;
   b. in der Querrichtung: Zugfestigkeit 3000 **kg** f. d. **qcm**, Dehnung 4%.
4. Bei Eisen für Niete, Schrauben u. dergl.,
   Zugfestigkeit in der Längsrichtung 3800 **kg** f. d. **qcm**, Dehnung 18%.

Diese Mindestbeträge der Zugfestigkeit sind so zu verstehen, dafs die Versuchsstücke die angegebenen Belastungen für die Dauer von 2 Minuten tragen müssen, ohne zu reifsen.

B. Sonstige Proben.

1. Bei Flacheisen, Winkeleisen, Façoneisen und Blechen:

Ausgeschnittene Längsstreifen von 30 bis 50 mm Breite mit abgerundeten Kanten, müssen über eine Rundung von 13 mm Halbmesser winkelförmig gebogen werden können, ohne dafs sich an der Biegungsstelle ein Bruch im metallischen Eisen zeigt. Der Winkel α, welchen ein Schenkel bei der Biegung zu durchlaufen hat, beträgt in Graden

a. für Biegung in kaltem Zustande:

$\alpha = 50^0$ bei Eisenstärken $d =$ 8 bis 11 mm,
$\alpha = 35^0$ „ „ $d =$ 12 „ 15 „
$\alpha = 25^0$ „ „ $d =$ 16 „ 20 „
$\alpha = 15^0$ „ „ $d =$ 21 „ 25 „

b. für Biegung in dunkelkirschrotem Zustande:

$\alpha = 120^0$ bei Eisenstärken $d =$ bis 25 mm,
$\alpha = 90^0$ „ „ $d =$ über 25 „

In rotwarmem Zustande mufs ein auf kaltem Wege abgetrennter, 30 bis 50 mm breiter Streifen eines Winkeleisens, Flacheisens oder Bleches mit der parallel zur Faser geführten, nach einem Halbmesser von 15 mm abgerundeten Hammerfinne bis auf das $1^1/_2$fache seiner Breite ausgebreitet werden können, ohne Spuren von Trennung im Eisen zu zeigen.

2. Bei Nieteisen:

Nieteisen soll kalt gebogen und mit dem Hammer zusammengeschlagen eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich dem halben Durchmesser des Rundeisens bilden können, ohne Spuren einer Trennung an der Biegungsstelle zu zeigen.

Ein Stück Niet-Rundeisen mufs auf eine Länge gleich dem doppelten Durchmesser im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf ein Drittel der Länge sich zusammenstauchen lassen, ohne am Rande rissig zu werden.

Diese Vorschriften weichen von den seither zur Anwendung gelangten darin wesentlich ab, dafs nach ersteren eine bestimmte Dehnung des Materials als erforderlich vorgeschrieben ist, während nach früheren Vorschriften (in Übereinstimmung mit Wöhler's Auffassung) die Einschnürung (Kontraktion) an der Bruchstelle ein gewisses Mafs erreichen sollte. Unter Bezugnahme auf die Ausführungen in § 8 des VII. Kapitels sei hier hervorgehoben[15]), dafs die Kontraktion eine bei zähem Materiale dem Bruche vorangehende lokale Erscheinung ist, welche die Periode der gleichmäfsigen Streckung in die der Zerreifsung überleitet, und dafs der Beginn der Einschnürung dem höchsten Wert der Spannungs-Intensität entspricht. Während nach Wöhler die Qualitätsbezeichnung eines durch Zerreifsung geprüften Materiales mittels der Summe aus absoluter Festigkeit und prozentualer Querschnittseinschnürung gefunden werden soli, verlangen die neuen Vorschriften Angabe der Zerreifsungsarbeit pro Gewichtseinheit, wobei als Endwerte von Dehnung und Spannung diejenigen Werte benutzt werden, welche dem Beginn der Einschnürung entsprechen (vergl. Bemerkung zu No. 5 auf S. 102).

Bei den preufsischen Staatseisenbahnen werden der Abnahme von Schweifseisen nachstehende Vorschriften zu Grunde gelegt. Es wird verlangt für

1. Walzeisen (soweit nicht, wie für Bleche u. s. w. besondere Bestimmungen getroffen sind) — eine Zerreifsungsfestigkeit von 3600 kg f. d. qcm und eine Kontraktion des ursprünglichen Querschnittes von 20 %,

[15]) Hartwich. Zerreifs-Versuche. Deutsche Bauz. 1883, S. 611.

2. sämtliche Bleche in der Längsfaser — eine Zerreifsungsfestigkeit von 3600 kg bei 20 % Kontraktion,
3. Bleche, welche Spannungen in verschiedenen Richtungen ausgesetzt sind, wie Anschlufsplatten u. s. w. — eine Zerreifsungsfestigkeit von 3200 kg bei 15 % Kontraktion,
4. Bleche von ausgesprochener Längsrichtung in der Querfaser — eine Zerreifsungsfestigkeit von 2800 kg bei 12 % Kontraktion,
5. das zu Nieten und Schrauben verwendete Walzeisen — eine Zerreifsungsfestigkeit von 3600 kg bei einer Kontraktion von mindestens 30 %.

III. Flufseisen und Flufsstahl.[16]) Über die Verwendung dieser Materialien zu Konstruktionszwecken liegen in Deutschland bislang sehr wenig Erfahrungen vor. In der mehrfach erwähnten Denkschrift[17]) des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen heifst es bezüglich derselben auf S. 10:

„Für bauliche Konstruktionen, z. B. bei Brücken, ist ein hohes Mafs der Zähigkeit noch unerläfslich, weil allein durch sie die unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Ausführung ausgeglichen werden können, die sonst, wie leicht nachweisbar ist, fast regelmäfsig den Bruch herbeiführen müfsten. Bei solchen Konstruktionen wird man wohlthun, auf ein hohes Mafs von Festigkeit wenigstens so lange zu verzichten, bis es gelungen sein wird, gleichzeitig eine zweifellos genügende Zähigkeit sicher zu stellen."

„Wir enthalten uns bestimmter Vorschläge, weil dafür die Grundlage der Erfahrung noch fehlt. Es ist nicht zu verkennen, dafs eine gewisse Scheu vor Verwendung von Flufseisenfabrikaten zu grofsen Bauwerken vorhanden ist, und die damit verbundene schwere Verantwortlichkeit macht es uns erklärlich, wenn dem altbewährten Schmiedeisen der Vorzug gegeben wird. Mitwirkend dabei möchte aber auch die Erwägung sein, dafs bei der blofsen Streckung der Gufsblöcke, sei es durch Schmieden oder Walzen, die ursprünglich vorhandenen Gufsfehler immer ihren prozentualen Anteil am Querschnitte behalten werden, während bei dem geschweifsten Materiale eine erheblich gröfsere Ausgleichung sicher gerechnet werden kann."

Auch die vorerwähnten, von dem Verbande deutscher Architekten- und Ingenieurvereine ausgegebenen Normalbedingungen für Eisenkonstruktionen enthalten für Flufseisen bezw. Stahl keine Vorschriften. In einem kürzlich unter Beteiligung verschiedener Eisenbahnverwaltungen redigierten Bedingnisentwurf wurde eine Zerreifsungsfestigkeit von mindestens 5200 kg f. d. qcm bei einer Kontraktion des ursprünglichen Querschnittes von mindestens 20 % gefordert. Für die Lieferung einer von der Hamburger Baudeputation ausgeschriebenen stählernen Brücke im Gesamtgewichte von 600 t waren folgende Vorschriften erlassen[18]):

a. Festigkeitseigenschaften:		b. Chemische Zusammensetzung:	
Zugfestigkeit mindestens 40, höchstens 45 kg		Kohlenstoff höchstens	0,10 %
Streckgrenze „	26 kg f. d. qmm	Phosphor „	0,05 %
		Mangan „	0,35 %
Dehnung „	25 %	Silicium „	0,02 %
Einselmürung „	50 %	Schwefel „	0,02 %

Die Bedingungen, welche in anderen Ländern für diese Materialien vorgeschrieben sind, sind u. a. folgende:

---

[16]) Über die Frage der Verwendung dieser Materialien vergl. u. a. § 9 des VII. Kapitels dieses Werkes und Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 57 ff.

[17]) Die Eigenschaften von Eisen und Stahl. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. VII. Supplementband. Wiesbaden 1880.

[18]) Vergleiche Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 200.

1. Die holländische Staatsbahn gab für Stahl u. a. nachstehende Vorschriften[19]):

Die Stäbe aus gewalztem Gufsstahl, der Rundstahl für Bolzen und die Schenkel des Winkelstahles müssen bei höchstens 10° Celsius, ohne zu brechen oder Risse zu zeigen, um 180° gebogen werden können, bis die beiden Enden vollständig parallel liegen mit einem Zwischenraume gleich der Dicke des Stabes.

Die Stahlbleche müssen, ohne zu reifsen, in die folgenden Winkel gebogen werden können:

Dicke des Bleches.	Gröfse des Winkels in der Walzrichtung	Gröfse des Winkels quer zur Walzrichtung.
10 mm	110°	80°
9—8 mm	120°	90°
7—6 mm	140°	100°

Bei dem Abschneiden der Enden wird von jeder Sorte Blech, Stab- oder Winkelstahl ein Stück in kaltem Zustande bis zum Bruch gebogen. Dieses geschieht bei den Blechen der Quere nach, bei den übrigen Teilen der Länge nach; zeigt es sich, dafs das Material zu hart oder zu spröde ist, dann kann es ausgeglüht wieder zur Probe geliefert werden. Risse und andere äufserlich sichtbare Fehler veranlassen unbedingte Zurückweisung.

Zur Erprobung der absoluten Festigkeit müssen Streifen von mindestens 250 mm Länge und 500 qmm Querschnitt bis zum Bruch belastet werden. Der Stahl mufs während 15 Minuten eine Belastung von 60 kg f. d. qmm aushalten. Die Längenausdehnung soll beim Bruch mindestens betragen: 17 % der ursprünglichen Länge für Stahlbleche der Länge nach gezogen, 13 % der Länge für Bleche der Quere nach gezogen, 17 % der Länge für Winkelstahl. Die Zusammenziehung des Bruchquerschnittes mufs mindestens betragen: 25 % des ursprünglichen Querschnittes für Bleche der Länge nach gezogen, 18 % des Querschnittes für Bleche der Quere nach gezogen, 23 % des Querschnittes für Winkelstahl.

Der Bolzenstahl mufs eine absolute Festigkeit von 60 und eine Scherfestigkeit von 50 kg f. d. qmm besitzen. Die Längenausdehnung mufs bei dieser Belastung mindestens 20 %, die Zusammenziehung der Bruchstelle mindestens 39 % betragen.

Die folgende Elasticitätsprobe kann verlangt werden für die Teile, welche in der Fabrik des Lieferanten zusammengenietet werden. Die zusammengenieteten Teile werden auf zwei Stützpunkte gelegt, in der Mitte belastet, bis der Berechnung nach eine Faserspannung oder Druck von 26 kg f. d. qmm erreicht ist. Diese Belastung dauert 20 Minuten. Nach Wegnahme derselben darf sich keine bleibende Durchbiegung zeigen. Bestehen die Teile diese Probe nicht, so wird die ganze Partie, woraus das Probestück gewählt wurde, zurückgewiesen.

Die Resultate der Prüfungen sind in dem oben bezeichneten Referat näher beschrieben; für die Waal-Brücke bei Nymwegen hatte sie die teilweise und mit grofsen Kosten verbundene Entfernung der stählernen Quer- und Längsträger und deren Ersatz durch schmiedeiserne Träger zur Folge.

2. Aus Flufseisen[20]) wurden im Jahre 1880 vom Witkowitzer Eisenwerke für die Balmlinie Erbersdorf-Würbenthal 13 Brücken von 2,4 bis einschliefslich 21 m Stützweite hergestellt. Es war vereinbart, dafs die Zerreifsfestigkeit 42 bis 47 kg f. d. qmm, die Kontraktion 30 bis 40 % betrage und die genieteten Träger sämtlich einer Belastungsprobe unterworfen würden, bei welcher der Berechnung nach eine Spannung von 16 kg f. d. qmm eintritt, ohne eine bleibende Durchbiegung zurückzulassen.

---

[19]) Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens. VI. Supplementband. S. 97 ff.

[20]) Steiner. Zum gegenwärtigen Stande des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7 ff.

Das Material entsprach allen Bedingungen; die Belastungsproben fielen günstig aus. Trotzdem hat man bei der Arlberg-Bahn von einer weiteren Verwendung dieses Materials Abstand genommen.

3. Für die z. Z. in Ausführung begriffene Firth of Forth-Brücke[21]) wird ein ziemlich harter Siemens-Landore-Stahl verwendet. Die Bedingungen schreiben vor:

a. für Zugglieder: Zerreifsfestigkeit 4720 bis 5200 kg f. d. qcm, Dehnung 20 %;
b. für Druckglieder: Zerreifsfestigkeit 5350 bis 5830 kg, Dehnung 17 %;
c. für Niete: Zerreifsfestigkeit 4250 kg f. d. qcm, Dehnung 30 %, Scherfestigkeit 3460 bis 3780 kg f. d. qcm;
d. für gewisse Teile, wie Ankerplatten u. s. w.: Zerreifsfestigkeit 4720 kg, Dehnung 8 bis 10 %.

Um die Abhängigkeit der zu wählenden Inanspruchnahme von dem Wechsel der Lasten genügend zu berücksichtigen, wurde mit drei verschiedenen Sicherheitskoefficienten gerechnet und zwar auf Grund der folgenden Regeln:

Die Grenzfestigkeit des Stahles wurde angenommen:

1. für eine konstante Last mit 4720 kg f. d. qcm,
2. für eine zwischen Null und einer gewissen Gröfse wechselnde Last mit 3150 kg f. d. qcm, wenn der Spannungswechsel häufig eintritt und mit 3540 kg f. d. qcm, wenn dies, wie bei Beanspruchung durch Stürme, selten geschieht,
3. für wechselnden Zug und Druck mit 1575 kg bei häufigem und 2360 kg f. d. qcm bei seltenem Wechsel.

Die zulässigen Inanspruchnahmen für die gezogenen Teile werden zu $^1/_3$ dieser Grenzfestigkeiten festgesetzt; für die gedrückten Teile wurden folgende empirische Regeln aufgestellt:

$k = (0{,}44 - 0{,}002\, m)\ (t + 2835)$ kg f. d. qcm für Röhren,
$k = (0{,}40 - 0{,}004\, m)\ (t + 2835)$ kg f. d. qcm für Gitterdruckstreben.

Hierin bezeichnet m das Verhältnis von Länge zum Durchmesser des Stabes und t die Grenzfestigkeit des Stahles mit Rücksicht auf den Spannungswechsel, wobei jedoch die unter 1., 2., 3. hierfür gegebenen Werte im Verhältnis von $\frac{31}{30}$ gröfser zu nehmen sind, da für die gedrückten Teile ein in diesem Verhältnisse härterer Stahl verwendet wird. k giebt alsdann jene Spannung, welche ein erstes Auskoicken hervorruft. Hiervon ist 40 % als zulässige Inanspruchnahme der Druckstreben genommen.

Einige Bleche haben durch ihr Verhalten beim Biegen Aufregung hervorgerufen, indem sie wie Gufseisen zerbrachen. Bruchstücke von diesen Platten, welche geprüft wurden, nachdem sie auf die Rotglühhitze gebracht und gekühlt worden waren, ergaben die normalen Festigkeiten und Dehnungen. Das Material konnte somit an sich nicht schuld sein. Dies zeigte sich auch daraus, dafs die Platten nicht sprangen, sofern sie vorher gekühlt waren oder wenn man vorher die Kanten gehobelt hatte. Der Erbauer Baker ist der Ansicht, dafs die Ursachen dieses Verhaltens in einer schlechten Manipulation beim Schneiden der Bleche unter der Schere zu suchen sei; derselbe hegt keine Befürchtung für das Verhalten der Konstruktion, weil die Bleche vor dem Biegen geglüht und ferner alle Blechkanten sorgfältig gehobelt und alle Nietlöcher gebohrt wurden. Ob letzteres zutreffend ist, mufs die Erfahrung lehren; bedenklich bleibt, wie Steiner mit Recht hervorhebt, die mitunter sehr erhebliche Verschiedenheit, welche das aus einzelnen aufeinander folgenden Ingots derselben Charge entnommene Material in Bezug auf seine Festigkeit aufweist.

4. In Amerika wird zu Brückenkonstruktionen meistens Martin-Staid, seltener Bessemer-Stahl verwendet. Durchweg soll die Verwendung dieses Materials sich bewährt haben. In den meisten Lieferungsbedingungen wird verlangt[22]):

---

[21]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884.

[22]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 382.

a. Für gedrückte Koustruktionsteile:
Ein Stab von 20 mm Durchmesser mufs sich um den eigenen Durchmesser bis zu 180° kalt biegen lassen, ohne Spuren eines Risses zu zeigen.
Bruchfestigkeit 5600 bis 6300 kg f. d. qcm,
Dehnung 15 %,
Querkontraktion 25 %.

b. Für gezogene Koustruktionsteile und Niete:
Ein Stab von 20 mm Durchmesser mufs sich um den eigenen Durchmesser entweder bis 180° und wieder zurück oder bis 360° kalt biegen lassen, ohne Spuren eines Risses zu zeigen.
Bruchfestigkeit 4900 bis 5600 kg f. d. qcm,
Dehnung 18 %,
Querkontraktion mindestens 40 %.

Litteratur.

Probieren gufseiserner Säulen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1860, S. 309.
Notizen über den Bau gufseiserner Brücken. Allg. Bauz. 1860.
Wöhler. Festigkeitsversuche. Zeitschr. f. Bauw. 1860, 1863, 1866, 1870.
Bleche, Widerstand nach Länge und Quere. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 677.
Schmiedeisen, Blech, Façoneisen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 371.
Collectaneen über einige zum Brückenbau verwendete Materialien. Daselbst 1868, S. 433.
Versuche über die jetzigen besseren Stahlsorten. Civilingenieur Bd. XIII, Heft 8.
Anforderungen an Brückenmaterialien für Indien. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1873, S. 242.
Festigkeitsversuche mit verschiedenen Stahlsorten bei der St. Louis-Brücke. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 75.
Über die Eigenschaften des Eisens. Wochenschr. d. niederösterr. Gewerbevereins 1874, S. 245.
Petzold. Fabrikation, Prüfung und Übernahme von Eisenbahn-Materialien. Wiesbaden 1874.
Rotbrüchigkeit von Stahl. Maschinenbauer 1875, S. 304.
Klassifikation von Eisen und Stahl. Deutsche Bauz. 1877, S. 347, 351.
Über die Einführung einer staatlich anerkannten Klassifikation von Eisen und Stahl. Denkschr. d. Ver. deutscher Eisenbahnverw. 1877. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 131.
Materialprüfungsapparat der Reichseisenbahnen. Zeitschr. f. Baukunde 1878, S. 530.
Die Prüfung des Stahles. (Zusammonstellung der Prüfungsvorschriften verschiedener Länder.) Iron 1881, Bd. XVII, S. 256. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1881, S. 628. — Polyt. Journ. 1881, Bd. 242, S. 306.
Materialprobiermaschine. Glaser's Ann. 1882, S. 8.
Mehrtens. Notizen über Herstellung eiserner Brücken. Deutsche Banz. 1882.
Eisenbahnbrücken in Indien. Engineer 1884, Febr. S. 104.
Vorschläge über Prüfung von Brücken-Eisen, welche gelegentlich der von Bauschinger veranlafsten Konferenzen gemacht sind. Deutsche Bauz. 1884, S. 475, 487, 497. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 417, 475 u. a.
Vorschriften bei Verwendung von Stahl in Rufsland. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 940.
Stahl und Eisen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 68, 378, 489.
Man vergleiche auch die Litteratur-Notizen in:
Mehrtens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887, S. 278 u. 281.

§ 5. Kosten der Materialien. Eine Beschreibung der Packetierung und des sich daran schliefsenden Walzprozesses[23]) kann hier nicht gegeben werden. Ein eingehendes Studium derselben ist indessen dem Brückenkonstrukteur ebensowohl wie dem

[23]) Man vergleiche hierüber: Mehrtens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887, S. 165 (Herstellung von Walzeisen und Draht) und desselben Verfassers Notizen für die Herstellung eiserner Brücken. Deutsche Bauz. 1882, S. 185 (Die Arbeiten in der Hütte).

abnehmenden Beamten dringend anzurateu. Obne geuaue Kenntnis dieser Arbeiten kann man sicb über die Scbwierigkeit der Herstellung der verschiedenen Formeisen kein sicberes Urteil bilden. Es leuchtet ein, dafs bei letzteren die Wahrscheinlicbkeit, dafs das Profil gleicbmäfsig gut ausgewalzt sei, mit der zunehmenden Kompliziertbeit der Form abnebmen mufs. Bei Blechen ist zu bemerken, dafs die Festigkeit derselben im allgemeinen in der Walzriebtung gröfser, als quer gegen dieselbe ist. Hierauf ist auch bei den Bestellungen Rücksicht zu nebmen und besonders dann, wenn die Bleche gebogen werden müssen, die Walzriebtung entspreehend der Ricbtung, in welcher die Biegung stattfinden soli, vorzuschreiben.

In welcher Weise die geringere oder gröfsere Scbwierigkeit des Walzprozesses den Preis des Materials beeinflnfst, ist bereits in § 12 des VII. Kapitels bervorgehoben. Jedes Hüttenwerk hat für eine Reibe von Eisen, deren Herstellung ihm am wohlfeilsten ist, einen von den Handelsverhältnissen abhängigen, daber veränderlichen Grundpreis pro Gewiehtseinheit. Flir besondere Formen werden sodann nocb besondere, jedocb von jenen Verhältnissen unabbängige Überpreise bezablt.

Die Preiscourante der einzelnen Hütten geben ein ziemlicb zuverlässiges Bild von der Kostspieligkeit der Herstellung der verscbiedenen Eisensorten. Da indessen die Einrichtnngen und Betriebsmittel der verscbiedenen Werke mannigfacher Art sind, so berechnet ein Werk für gewisse Sorten scbon Überpreise, welche von einem anderen Werke zum Grundpreise geliefert werden.

Für Flacheisen ist im allgemeinen eine Breite von 20 bis 130 mm bei einer Stärke von 6 bis 40 mm und einer Maximallänge von 8 m die gangbarste. Je mehr das verlangte Eisen in den Dimensionen hiervon abweieht, also schwächer oder stärker ist oder auch länger gewalzt werden soil, tritt entsprechender Überpreis ein. Aueh Rund- und Quadrat-Eisen werden durchweg nur in Längen von 8 m bei einer Stärke von 16 bis 80 mm zum Grundpreise berechnet.

Bleche werden der Regel nach nur in Stücken von höehstens 400 bis 500 kg Gewieht ausgewalzt; bis zu diesem Gewieht richtet sich der Preis nach den mehr oder weniger normalen Dimensionen. Für Façonblecbe wird der Preis ermittelt, indem das Gewieht des reehtwinklig gedacbten Bleches, aus welcbem das façonierte Blech hergestellt werden kann, berechnet wird, der beim Beschneiden entstehende Abfall aber zum halben Grundpreise wieder angenommen wird. Für Winkeleisen wird meistens Überpreis bezablt, wenn dieselben länger als 8 m sind, geringere Stärke als 10 mm haben, gröfsere Scbenkelbreite als 100 mm besitzen, ungleicbschenklig sind oder endlicb als Deckwinkel ausgewalzt werden sollen.

In Betreff der I-Eisen und der Formeisen entnehmen wir den Verkaufsbedingungen der Burbacher Hütte folgende Angaben:

Die Normallängen, d. h. die Läugen, welche keinen Preiszuschlag hedingen, reichen bei I-Eisen bis einschliefslich 10 m, bei alien übrigen Formeisen bis einschliefslich 8 m.

Die Maximallängen, d. h. die Längen, bis zu welcben die Stähe in der Regel ausgewalzt werden, betragen bei I-Eisen 14 m, bei alien übrigen Formeisen 12 m. Diese Maximallüngen beziehen sich anschliefslich auf die sogenannten Lagerprofile.

Stäbe nach Zwischenprofilen werden nur in solchen Längen ausgeführt, bei welchen das Gewieht des entsprechenden Lagerprofiles in Maximallänge nicht überschritten wird.

Stäbe, welche die gröfste Normallänge übersteigen, bedingen die in der Preisliste angegebenen Preiszuschläge für Mehrlänge.

Die Preise für gröfsere Längen, als die vorstehend angegebenen Maximallängen, sind besonders zu vereinbaren.

I-Eisen nach den Lagerprofilen sind in Längen von 4 bis 12 m stets vorrätig. Diese Längen sind zwischen 4 bis 9 m mit 20 cm, zwischen 9 bis 12 m mit 25 cm bis auf 50 mm genau abgestuft (Magazinlängen).

Alle anderen Profile werden nur auf Bestellung angefertigt und die Längen bis auf + 50 mm genau eingehalten.

Die in der Preisliste enthaltenen Preisansätze beziehen sich hinsichtlich der Lagerprofile auf Stäbe in Magazinlängen, hinsichtlich der übrigen Profile aber auf Stäbe bis auf + 50 mm genau abgelängt. Werden Stäbe auf genaue Länge verlangt, so erhöhen sich die Preise um 5 M. für 1000 kg. Ein gröfserer Grad der Genauigkeit als + 5 mm kann bei der Verschiedenheit der geaichten Mafsstäbe, namentlich bei grofsen Längen, nicht garantiert werden.

Gefräste Stäbe kosten 10 M. pro 1000 kg mehr.

Zur Beurteilung der Kostspieligkeit der Ausführung der in den letzten Jahren hergestellten Brücken sei nachstehend eine Tabelle der Preise von gangbaren Formeisen gegeben. Dieselbe rührt von einer gröfseren Eisenfirma in Berlin her und zeigt den mittleren Jahrespreis franko Berlin. Die Tabelle giebt gleichzeitig einen interessanten Überblick über die Schwankungen der Eisenpreise. Es kosteten:

im	Jahre	1869	1000 kg	250	M.	im	Jahre	1879	1000 kg	130	M.
„	„	1870	„ „	250	„	„	„	1880	„ „	150	„
„	„	1871	„ „	290	„	„	„	1881	„ „	160	„
„	„	1872	„ „	360	„	„	„	1882	„ „	160	„
„	„	1873	„ „	300	„	„	„	1883	„ „	155	„
„	„	1874	„ „	240	„	„	„	1884	„ „	155	„
„	„	1875	„ „	210	„	„	„	1885	„ „	150	„
„	„	1876	„ „	180	„	„	„	1886	„ „	140	„
„	„	1877	„ „	144	„	„	„	1887	„ „	150	„
„	„	1878	„ „	140	„	Bleche kosteten 30 M. pro 1000 kg mehr.					

Ein billiger Preis läfst sich nur dann erzielen, wenn bei der Konstruktion der Brücken die Profile möglichst den Profilverzeichnissen der Hütten entnommen werden und die Bestellung bei wenigen Hütten erfolgt. Das letztere ist zu empfehlen, weil die hohen Einzelfrachtsätze den Eisenbezug sonst allzusehr verteuern.

§ 6. Die Zulage. Nach einer älteren Methode wird der Brückenträger mit Zugrundelegung der Arbeitszeichnungen auf einem Sehnürboden in natürlicher Gröfse aufgezeichnet oder es werden, falls dies der Gröfse des Trägers wegen nicht möglich, wenigstens die einzelnen Fachе aufgetragen. Diese Arbeit erfolgt mit Hilfe von gespannten Drähten, sehr sorgfältig gerichteten Holzlatten und Winkeln und mufs mit möglichster Schärfe ausgeführt werden. Jeder Niet wird in richtiger Gröfse eingetragen. Nach diesen Zeichnungen in natürlicher Gröfse werden Schablonen in Holz oder in Zinkblech ausgeschnitten, mit deren Hilfe die Anfertigung der Brückenteile erfolgt. Die Schablonen werden auf die zu verarbeitenden Eisen gelegt und an den Rändern mit einem scharfen Stahlstift umfahren, ebenso werden auch die Nietlöcher mit dem Stifte vorgezeichnet. Für Winkeleisen fertigt man, um die Gestalt oder die Lage der Niete beider Schenkel genau wiederzugeben, entweder zwei Schablonen an oder es wird die Nietteilung des zweiten Schenkels durch Überwinkeln fixiert. Diejenigen Teile, welche eine Biegung erleiden müssen, werden nach der Schablone gebogen und alsdann abgelängt. Hiermit ist nun alles soweit vorbereitet, dafs die einzelnen Stücke auf genaue Länge bearbeitet werden können, wie später näher beschrieben werden soll. Ein provisorisches Montieren auf festen Böcken oder Unterlagen mufs nachfolgen, um die Richtigkeit aller Teile fest-

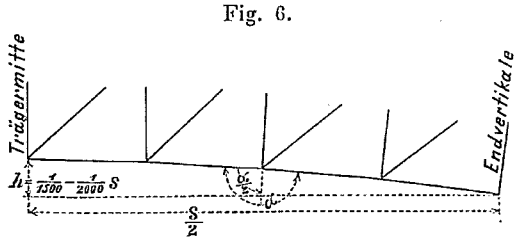
zustellen; an Stelle der Niete werden provisorisch konische Stahldornen oder Schraubbolzen eingesetzt. Etwaige Differenzen werden durch Nacharbeiten beseitigt.

Diese Methode, nach welcher übrigens sehr viele grofse Brücken ausgeführt sind, hat den Übelstand, dafs die Holzplatten und Schablonen sich nicht in demselben Mafse bei Temperaturschwankungen verlängern oder verkürzen, wie das zu bearbeitende Eisen. Hierdurch können bei grofsen Brücken ziemlich erhebliche Differenzen in den Längenabmessungen eintreten, besonders wenn das Schablonieren und die Bearbeitung in verschiedenen Jahreszeiten stattfinden. Dagegen kann die Fabrikation kleinerer Träger, besonders auch der Querträger, ohne Nachteil nach dem vorbeschriebenen Verfahren vorgenommen werden.

Neuerdings erfolgt nun bei den meisten Brückenbauanstalten das Aufreifsen grösserer Brücken direkt auf der Zulage. Dieselbe besteht aus Böcken oder festen, mit Holmen bedeckten Pfosten, welche in etwa 1 m Entfernung stehen und oben durch Schienen oder durch mit Flacheisen beschlagene Balken abgedeckt sind, womit eine feste, genau horizontal abgeglichene Stützfläche geschaffen wird. An beiden Seiten der Zulage und zwar parallel zur Hauptausdehnung des zu verlegenden Trägers sind eiserne Lineale mit sehr genauer Mafseinteilung angebracht, welche alle Temperaturänderungen des zu verlegenden Trägers mitmachen. Die Mitten der Lineale liegen fest; die Ausdehnungen derselben erfolgen somit gleichmäfsig nach beiden Seiten. Dabei liegen die Mitten der Lineale genau rechtwinklig zur Hauptachse. Durch ausgespannte Drähte werden nun die Konstruktionsachsen bestimmt, und es wird ein die Mittellinien aller Trägerteile wiedergebendes Netz festgestellt. Die dem Träger auf der Zulage etwa zu gebende Überhöhung wird hierbei berücksichtigt. Was diese letztere anbelangt, so wird durchweg vorgeschrieben, dafs der Träger nach der Probebelastung eine genau horizontale Lage annehmen soll. Um dies zu erreichen, legt man denselben mit einer Überhöhung gleich $\frac{1}{1500}$ bis $\frac{1}{2000}$ der Stützweite zu.

Bewirkt wird diese Überhöhung bei den Fachwerksbrücken durch die Anordnung der Löcher in den Anschlufsplatten der Vertikalen und Diagonalen. Die Gurtungsknotenpunkte werden in einem durch die Endpunkte und durch die um h mm überhöhte Gurtungsmitte gelegten Bogen gebracht; der bequemeren Aufzeichnung wegen wählt man als Bogen meistens die Parabel, s. Fig. 6. Die Richtung der Vertikalen halbiert den durch zwei im Knotenpunkte zusammenstofsende Gurtungsstäbe gebildeten Winkel, die Diagonalen werden gleichfalls unter Berücksichtigung der entsprechenden Winkeldifferenz verlegt. Damit sind die Mittellinien zur Aufzeichnung der Löcher für die Anschlüsse der Vertikalen und Diagonalen an die Gurtung gegeben. Die Längen selbst werden streng festgehalten, namentlich müssen die Lagen der Löcher in den Diagonalen auf das genaueste aus den ursprünglichen Zeichnungen entnommen werden.

Fig. 6.



Nach Herstellung des geometrischen Netzes erfolgt gemeinhin zunächst das Einrichten der Knotenbleche, welche von dem Walzwerk nach einer in natürlicher Gröfse angefertigten Schablone in richtiger Form angeliefert werden. Auf diese Bleche werden die Stöfse der Gurtungseisen scharf aufgerissen und die Mitten der Nietlöcher angekörnert. Alle Messungen und Unterabteilungen erfolgen mit Hilfe von eisernen Mafsstäben.

Die Knotenbleche werden von der Zulage genommen; die Niete werden, nachdem ihre Mitten zuvor durch den Centrumskörner fixiert, mit einem Kreiskörner aufgezeichnet, dann werden die Bleche auf den Bohrtisch gebracht. Den Durchmesser des Kreiskörners wählt man etwas gröfser, als den Durchmesser des entsprechenden Nietloches, um für das fertig gebohrte Loch einen Kontrollkreis zu haben.

Nach dieser Operation wandern die gebohrten Bleche auf die Zulage zurück, werden wieder genau gerichtet und, um Verschiebungen zu verhindern, mit der Zulage selbst durch Klammern verbunden.

Den Transport der Knotenbleche und überhaupt der einzelnen Teile des Trägers von der Zulage nach den Bohrmaschinen kann man durch Anwendung beweglicher Bohrvorrichtungen vermeiden, welche sich an jeder Stelle der Zulage in Thätigkeit setzen lassen. Mit diesen Vorrichtungen, welche beispielsweise in Gustavsburg bei Mainz seitens der süddeutschen Brückenbaugesellschaft angewendet werden, lassen sich dann alle zusammengehörigen Teile des Trägers gleichzeitig durchbohren.

Es ist bei gröfseren Trägern unbedingt notwendig, mit Hilfe der Lineale die andauernde Richtigkeit der Lage der einzelnen Knotenbleche zu konstatieren. Haben nennenswerte Temperaturschwankungen stattgefunden, so ist die Arbeit auszusetzen oder eine entsprechende Korrektion des geometrischen Netzes vorzunehmen.

Auf die Knotenbleche werden nun nach und nach die einzelnen Gurtungsstücke gebracht und entsprechend den auf die ersteren aufgerissenen Stofslinien auf Länge bearbeitet. Das Aneinanderpassen zweier zusammenstofsenden Eisen mufs so lange wiederholt werden, bis ein vollkommen dichter Schluſs der Stöfse erzielt ist. Wenn hierbei auch trotz aller Vorsicht der zuerst bearbeitete Stab um eine Kleinigkeit länger oder kürzer, als bestimmt, geraten kann, so wird doch eine etwaige Differenz durch das genaue Anpassen der Anschlufsstücke unschädlich gemacht. Nachdem die richtig gestofsenen Eisen mit Klemmplättchen untereinander und mit den Knotenblechen verbunden sind, werden auf denselben die Nietlöcher bestimmt, indem man durch die vorgebohrten Löcher der Knotenbleche genau passende Spitzkörner führt und mit dem Hammer leicht darauf schlägt. Die etwa sonst noch für andere Konstruktionsglieder erforderlichen Niete werden durch direkte Messung ermittelt, die auf den zweiten Schenkeln der Winkeleisen anzubringenden Nietmittel aber durch Überwinkeln bestimmt.

Auf diese Weise wird nach und nach bei beständiger Kontrolle der Hauptmafse ein Stück nach dem andern auf die Zulage gebracht, derart, dafs das fertige Stück stets für die später zuzulegenden als Schablone, besonders mit Bezug auf die Nietlöcher, dient, bis schliefslich der ganze Träger vollendet ist, der nun, aufgestellt und in allen Teilen verschraubt und verdornt, die Richtigkeit aller Teile beurteilen läfst.

Aus später mitzuteilenden Gründen werden die Diagonalen vielfach nur an einem Ende vorgebohrt, während man am andern Ende die Löcher erst beim Montieren herstellt.

Der fertige Träger dient nun als Schablone für die übrigen gleichmäfsig konstruierten Träger. Obwohl bei diesem Verfahren der oben erwähnte Übelstand des ungleichmäfsigen Ausdehnens der Schablone und des zu bearbeitenden Stückes bedeutend vermindert wird, da beide aus gleichem Material bestehen, so sollte doch stets vorgeschrieben werden, dafs auch die nach dem ersten bearbeiteten andern Träger in der Werkstatt vollständig zusammengepafst werden, da kleine Differenzen beim Aufreifsen unausbleiblich sind und nur durch sorgfältiges Nacharbeiten ein vollkommen dichter Schluſs der Stöfse erreicht werden kann. Beim Montieren mufs sodann jeder Träger genau wieder aus denselben Stücken, aus denen er zugelegt war, zusammengearbeitet

werden. Dies wird durch die in § 3 dieses Kapitels beschriebene Bezeichnung der einzelnen Teile erreicht.

Mit welcher Vorsicht beim Zulegen vorgegangen werden muſs und welche besonderen Vorkehrungen etwa zu treffen sind, erhellt aus nachstehendem Beispiele.

Zum Bau der Brücke über den Lek bei Kuilenburg[24]) in Holland (1 Öffnung von 150 m lichter Weite, 1 von 80 m, 7 von je 57 m) wurde eine 160 m lange und 37 m breite Werkstatt erbaut, in welcher am 2. Januar 1867 mit Herstellung der gröſseren Träger begonnen wurde. Nach Vollendung der unteren Gurtung, Mitte Mai, wurde die obere Gurtung in Angriff genommen. Auf einem längs des Werkstattsraumes befestigten eisernen Lineale wurde mit Hilfe eines Fernrohres eine genaue Grade als Basis aller folgenden Vermessungen vorgezeichnet, eine Parallele zu derselben wurde auf einem zweiten, längs der anderen Wand befestigten Lineale fixiert und in der Mitte des Gebäudes eine Senkrechte von einer zur andern Graden konstruiert, wobei zur Beleuchtung der Visiertafeln Magnesium-Licht angewendet wurde.

Mit Hilfe von genauen eisernen Maſsstäben, welche aus gleichem Material wie Brücke und Lineale bestanden, wurde bei 10° Celsius an den Linealen eine Teilung von 4 m aufgetragen. Da während der Arbeit die Temperatur nur um 2° gestiegen war, konnte angenommen werden, daſs Lineal und Maſsstababteilung sich gleichmäſsig ausgedehnt hätten und daſs das Maſs auf dem Lineal ein richtiges sei. Notwendige Unterabteilungen wurden mit kleinen eisernen Maſsstäben eingeschnitten und die als Abstände der Knotenpunkte sich ergebenden Differenzen auf dem Lineal entsprechend fixiert. Die gleichnamigen Punkte beider Lineale wurden durch eingespannte Drähte verbunden und bildeten ein Netz, mit dessen Hilfe die einzelnen Schablontafeln der Vertikalbleche der oberen Gurtung genau in die zugehörige, vorher sorgfältig berechnete Lage eingestellt werden konnten.

Alle Messungen erfolgten in früher Morgenstunde bei einer Temperatur von 9 bis 12° C. Bei steigender Temperatur wurden diese Arbeiten eingestellt und erst am nächsten Morgen fortgesetzt, weil beobachtet wurde, daſs eine höhere Temperatur sowohl bei dem Lineal- wie bei dem Schablonenbogen verschiedene Ausdehnungen herbeiführte. Diese Differenz betrug bis 6 mm und lieſs sich dadurch erklären, daſs der Schablonenbogen durch die Sonneneinwirkung erwärmt wurde, während das noch im Schatten liegende Lineal eine niedrigere Temperatur beibehielt.

Bei der genauen Bestimmung des geometrischen Netzes der Trägerwand haben die Schwerpunktslinien der Gurten und Streben als Grundlagen gedient, derart, daſs auch eine Spreizung der unteren Gurtung von 152 mm berücksichtigt und die dadurch erforderliche Verkürzung von 23,5 mm zwischen die Knotenpunkte rechnungsmäſsig verteilt und alle anderen Maſse hierauf genau reduziert wurden.

§ 7. Bearbeitung der einzelnen Stücke. Die vorstehend beschriebenen gehen mit einer Reihe anderer Arbeiten Hand in Hand, deren Zweck ist, dem Arbeitsmaterial die entsprechende Form zu geben. Diese Arbeiten sollen indessen, wie auch in den bessern Brückenbauanstalten geschieht, erst vorgenommen werden, nachdem die Eisen in der im § 11 näher beschriebenen Weise sorgfältig gereinigt sind.

1. Richten und Adjustieren der Eisen. Das sortierte Material ist bereits in der Hütte insoweit gerichtet, als dasselbe in noch rotglühendem Zustande auf groſse guſseiserne Platten gebracht und die Beulen und Verbiegungen mit Holzhämmern beseitigt wurden. Dasselbe ist in der Werkstatt einer nochmaligen sorgfältigen Behandlung zu unterwerfen, um die ihm anhaftenden Beulen, Verkrümmungen u. s. w. vollständig zu beseitigen. Dieses geschieht bei schwächeren Blechen und Flacheisen mittels eines Walzwerks. 7 oder 5 Walzen sind in zwei übereinander liegenden Reihen angeordnet. Durch Schrauben lassen sich die oberen Walzen in vertikaler Richtung verstellen und es wird mit letzteren auf das zwischen ihnen und den unteren Walzen laufende Blech ein allmählich zu verstärkender Druck ausgeübt, welcher bewirkt, daſs nicht nur die stärksten Beulen beseitigt werden, sondern auch mäſsig windschiefe Fläeben sich grade ziehen. Die hierzu benutzten Walzen haben meistens einen Durchmesser von 300 mm. Kleinere Unebenheiten werden auf Richtplatten mit eisernen Hämmern beseitigt, des-

[24]) Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872, S. 104.

gleichen an den Enden befindliche Grate u. s. w. Flacheisen, welche, auf hohe Kante gestellt, Krümmungen zeigen, sucht man, um sie verwenden zu können, mitunter mit Hilfe von hydraulischen Richtpressen grade zu biegen. Dies Verfahren ist unzulässig, da die hierdurch entstehenden Faserspannungen eine wesentliche Beeinträchtigung der Festigkeit zur Folge haben müssen. Winkel- und überhaupt Formeisen richtet man mittels der Schraubenpresse. Eine starke Schraube wird in einem mit der Grundplatte fest verbundenen Gestell geführt. Am Kopf der Schraube sind langarmige Hebel angebracht, die an den Enden kugelförmige Gewichte tragen. Die zu richtenden Stäbe ruhen zur leichteren Handhabung auf zwei kleinen Walzen. Die Größe der erforderlichen Biegung des unter die Schraube gebrachten Eisens wird durch untergelegte Klötze reguliert.

2. Biegen und Verkröpfen. Bleche werden in Blechbiegemaschinen, die ähnlich den Graderichtmaschinen konstruiert sind, rund gebogen. Scharfe Biegungen erfolgen zwischen Platten, Linealen oder in Gesenken. Alle Biegungen an Winkeleisen, I-Eisen u. s. w., welche nicht den bloßen Zweck des Graderichtens haben, sollen glühend und wenn nötig in Gesenken vorgenommen werden. Die Benutzung von Gesenken ist stets vorzuschreiben, wenn es auf große Genauigkeit ankommt; unwesentlichere Biegungen können einfach über dem Horn des Ambosses vorgenommen werden. Das Kröpfen flacher Eisen kann aus freier Hand erfolgen mit Benutzung eines der Stärke der Kröpfung entsprechenden Flacheisens, besser indessen geschieht auch dies in Gesenken. Letztere sind zum Kröpfen von Winkeleisen stets zu verwenden. Durchaus zu verbieten ist das an einigen Stellen noch gebräuchliche Verfahren, dem Winkeleisen die erforderliche Gestalt in Formen unter hydraulischen Pressen kalt zu geben, da hierdurch der innere Zusammenhang des Materials leidet.

3. Hobeln und Fräsen. An allen Brückenteilen findet ein Bearbeiten der Oberflächen oder der parallel zur Längsrichtung liegenden Kanten nur in Ausnahmsfällen, beispielsweise bei den Auflagerblechen statt. Es ist jedoch ein an diesen Kanten durch das Beschneiden mit der Schere u. s. w. entstandener Grat mit der Feile zu entfernen, damit die anzubringenden Gurtungs- oder Deckwinkel vollständig dicht ansehließen.

An den Stellen, woselbst Blechtafeln, Winkel u. s. w. einander berühren, müssen die Endflächen so genau hergestellt werden, daß ein vollkommen dichter Stoß erzielt wird. Diese Bearbeitung erfolgt entweder mit dem Meißel und der Feile, oder auf Hobel- und Fräsmaschinen. Sind die Tafeln scharf mit dem Meißel beschnitten, so wird der Grat mit der Feile weggenommen, um jede Unregelmäßigkeit, welche ein scharfes Aufsetzen der Fugendeckplatten hindern könnte, zu beseitigen.

Bei der Bearbeitung auf Hobelmaschinen ruht das Arbeitsstück auf einem Tisch, der sich vor- und rückwärts bewegt, während das schneidende Werkzeug nach jedem Gang des Tisches sich um die Dicke des Spans seitwärts verschiebt. Bei den hauptsächlich zur Bearbeitung der Winkeleisen dienenden Fräsmaschinen schneidet das rotierende Werkzeug, welche an der vorderen Fläche mit Schneiden versehen ist, von dem Arbeitsstücke gleichmäßig dünne Späne ab. Gebräuchlicher sind rotierende Scheiben, sogenannte Kaltsägen, welche an ihrem Umfange mit Schneiden versehen sind und ähnlich, wie die Kreissägen für Holzbearbeitung wirken.

4. Locben. Die Löcher werden entweder gebohrt oder gestanzt. Bei dem Bohren geschieht die Arbeit in der Weise, daß das Arbeitsstück fest auf dem Tisch ruht, während der Bohrer sich dreht und dabei stetig langsam senkt, sodaß nur Spähne von dem Eisen genommen werden. Bei dem Locben oder Stanzen wird dasselbe auf eine Unter-

lage mit einem scharfkantigen, cylindrischen Stahlring (Matrize) gelegt, während ein auf- und abgehender gleichfalls cylindrischer Stempel (Punze) aus dem Eisen das Loch herausdrückt.

Bei dem Stanzen streckt sich das Eisen, und zwar umsomehr, je schmäler es ist; auch schadet das Stanzen der Festigkeit schmaler und starker Stäbe sehr, wenn ein grofser Quersehnitt herausgestofsen wird, da die Textur des Eisens in der Nähe des Loches gewaltsam und nachteilig verändert wird. Winkeleisen werden durch das Stanzen krumm. Je dünner und breiter die Platten sind, um so weniger findet ein Strecken statt. Aus diesem Grunde ist vorzuschreiben, dafs die Löcher für Niete und Schraubbolzen nur in den schmiedeisernen Platten gestanzt, in allen anderen Konstruktionsteilen aber gebohrt werden.

Bedenklicher noch als beim Schmiedeisen ist das Stanzen bei Stahl. In einem Aufsatz über Stanzen und Bohren des Stables[25]) werden nach Vorführung verschiedener Versuche und der dabei gemachten Erfahrungen folgende Schlufsfolgerungen gezogen:

Durch das Stanzen wird eine erhebliche Veränderung des Stahls herbeigeführt, welche sich durch eine Erhöhung der Elasticitäts- und Bruchgrenzen und eine starke Verminderung der Dehnbarkeit charakterisiert. Diese Veränderung — Härtung — dehnt sich auf 3 bis 4 mm Weite vom Lochrand aus. Aufser der Härtung werden Spannungen in der Nähe der Lochwandung hervorgerufen. Gestanztes Material hat eine geringere Biegsamkeit als gebohrtes Material.

Die mittlere Zugfestigkeit nimmt bei Blechen, wie solche beim Brückenbau Verwendung finden, bis zu 50 % ab, falls die Löcher 60 bis 70 mm voneinander entfernt sind. Sobald es sich um Nietverbindungen handelt, namentlich um einseitige Überblattung, kann der Verlust noch gröfser werden.

Das Stanzen vermindert in ganz aufserordentlichem Mafse den Widerstand gegen Stöfse in genieteten Konstruktionen. Das Ausglühen nach dem Stanzen oder das Ausreiben des gestauchten Loches um 1 bis 2 mm Wandung je nach der Dicke des Bleches giebt dem Metall die ursprüngliche Festigkeit zurück.

Sollen die Löcher genau gebohrt werden, so müssen kleinere Löcher vorgebohrt und diese mit dem Centrumbohrer auf die richtige Gröfse gebracht werden. Wenn eine grofse Zahl gleicher Bleche mit symmetrischer Nietverteilung zu bohren ist, so werden manchmal auch Bohrmaschinen mit mehreren Bohrern, die gleichzeitig arbeiten, beschafft. Diese Einrichtungen sind aber ziemlich kostspielig, für die Kölner Rheinbrücke wurde beispielsweise eine Gitterstab-Bohrmaschine verwendet, die 30000 M. kostete. In gleicher Weise hat man auch Lochmaschinen, die so eingerichtet sind, dafs das zu lochende Blech in einen Rahmen eingeführt und mittels Stofsschrauben befestigt wird. Der Rahmen besitzt eine periodisch eintretende Bewegung. Denkt man sich nun ein Blech, in welchem die Nietreihen z. B. abwechselnd zwei und drei Löcher haben und ist die Einrichtung getroffen, dafs die jeder Nietreihe angehörigen Stempel gleichzeitig heruntergehen, während die übrigen zeitweilig aufser Thätigkeit sind, so mufs eine sehr genaue Arbeit erzielt werden. Nach Petzoldt kamen bei der Dniestr-Brücke in der Mitte jedes Trägers 16 solcher Bleche übereinander zu liegen und es liefs sich bei der provisorischen Montierung auf der Hütte der Normalbolzen durch sämtliche 16 Bleche ohne Klemmung oder Spiel mit mäfsigem Druck der Hand hindurchführen. Ist die Anwendung der selbstthätigen Maschinen der Kosten wegen oder aus anderen Gründen nicht möglich, so ist die Lochteilung besonders streng zu kontrollieren und darauf zu achten, dafs keine Nietungen bei verbohrten Löchern vorgenommen werden. Beträgt die Verschiebung mehrerer zusammengehörigen Nietlöcher mehr als $^1/_2$ mm, so müssen die betreffenden Löcher aufgerieben und passend gearbeitet werden.

Um vollständig glatte, metallreine Wandungen zu erhalten, empfiehlt es sich da, wo Konstruktionsteile in gröfserer Anzahl miteinander vernietet werden sollen, die Löcher

[25]) Weyrich. Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 286.

etwas kleiner zu bohren, als vorgezeichnet ist. Die Differenz soll so grofs sein, dafs die Durchmesser der Löcher durch das Aufreiben vor dem Vernieten auf der Zulage in richtiges Mafs gebracht werden können. Diese Arbeit geschieht mit Hilfe der Reibahlen; die Verwendung der Rundfeile ist zu verbieten. Die Gröfse des Loches darf um ein geringes die Gröfse des einzubringenden Nietes überschreiten; als Grenze ist festzusetzen, dafs der Loebdurchmesser 3 bis 4 % gröfser als der Nietdurchmesser sein kann.

Die Niete sollten beim Übergang vom Schaft zum Kopf stets einen Konus haben, die zugehörigen Löcher müssen dementspreebend die sogenannte Versenkung erhalten. Diese wird dureb Abfräsen mittels konischer, mit zahlreichen Schneiden besetzter Senker angearbeitet. Es ist daran festzuhalten, dafs die Mittelpimkte der Löcher von den Köpfen der Stäbe und von den Kanten der Bleche und Platten mindestens entfernt sein müssen:

bei	16	20	23	26	30 mm Lochweite
	30	40	45	50	60 mm.

Die Kanten der Löcher dürfen keine Risse zeigen, sondern müssen glatt sein.

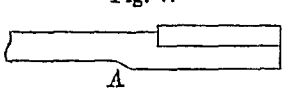
Vor dem Einziehen der Niete und Schrauben sind die nicht versenkten Löcher von jedem Grate zu befreien und gehörig zu reinigen.

Das oben über das Stanzen des Stahles Gesagte gilt aueh vom Flufseisen nnd es ist im allgemeinen zu bemerken, dafs bei der Bearbeitung von Flufseisen und Stahl besondere Vorsichtsmafsregeln anzuwenden sind. Auf die betreffenden Einzelheiteu soli bier nicht eingegangen werden; es kann auf § 9 des VII. Kapitels und auf die daselbst gegebenen litterarischen Nachweise Bezug genommen werden.

5. Herstellung der Ösen. Augen oder Ösen der Zugstangen und Kettenglieder werden in Deutschland meist durcb direktes Ausschmieden aus einem stärkeren Stück oder auch in der Art hergestellt, dafs man Flacheisen von passender Stärke an den Enden aufspaltet nnd letztere über einem Dorn zusammenschweifst. Erstere Methode soil sich vielfach nicht bewährt haben, insofern als das Eisen eine körnige Textur beim raschen Ausschmieden annahm.

In Amerika kommen anstatt der genieteten Knotenpunkte durchweg die Gelenk-Knotenpunkte vor und mufste deshalb bier der Herstellung der Ösen eine besondere Aufmerksamkeit zngewendet werden. Die Herstellungsmethoden sind sehr zablreioh; dieselben werden von Gleim[26]) eingehend beschrieben. Es genügt an dieser Stelle, wenn diejenige Herstellungsweise, welche als die vollkommenste bezeichnet wird, Erwähnung findet. Bei diesem Verfahren wird zunächst dureb eine Schere ein kurzes Stück von dem Stabe abgeschnitten, auf das Stabende gelegt und mit demselben unter dem Stempel einer bydraulischen Presse geschweifst. Hierbei tritt eine Verbreiterung des Stabendes ein und da der Stab selbst durcb ein Paar Klemmbacken festgebalten wird, findet gleicbzeitig bei *A* (Fig. 7) eine gelinde Stauchung der Verbindungsstelle zwischen dem eigentlichen Stabe und dem verbreiterten Kopfe statt, sodafs das Stabende nacb dieser Operation etwa das dargestellte Profil hat. Hierauf gelangt das Stabende wieder in den Schweifsofen und wird in einer zweiten Hitze in ein Hohlgesenke von riehtiger Form gelegt, während das genau in die Form passende Obergesenk durch einen hydraulischen Stempel niedergedrückt wird. Die Durchlocbung erfolgt hinterdrein, so lange das Eisen noch ziemlich heifs ist. Die genaue Innehaltung der Stablänge bei Herstellung der zweiten Öse ist hierbei vor allem ins Auge zu fassen uud es wird nicht ausbleiben,

Fig. 7.



[26]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 256.

dafs wegen Stauchung oder Streckung des ganzen Stabes eine kleine Korrektur vorgenommen werden mufs.

In die so erzeugten Stäbe werden, nachdem sie auf eine Spannung von 1400 kg f. d. qcm geprüft sind, die Augen eingebohrt, bei denen in den meisten Lieferungsbedingnngen eine Fehlergrenze von 0,4 mm festgesetzt ist. Um dieses, unter Berücksichtigung der Temperaturdifferenzen äufserste Mafs von Genauigkeit zu erreichen, werden die Augenlöcher an beiden Enden durch zwei Bohrer, welche für sämtliche in gleicher Länge herzustellende Stäbe unveränderlich fixiert sind, gleichzeitig ausgebohrt. Um dabei den vorkommenden Temperaturdifferenzen Rechnung zu tragen, sind in den besseren Anstalten beide Bohrapparate auf einem gemeinsamen Gestelle montiert, welches die Temperaturänderung mitzumachen im stande ist. Eine genaue öftere Prüfung der Bohrschneiden ist hierbei unerläfslich.

6. Bearbeitung der Auflagerteile. Die Lagerplatten erhalten nur an der Auflagerfläche der Träger eine Bearbeitung. Diese Fläche ist durchaus eben und glatt zu hobeln. Die Bearbeitung erfolgt auf den Planhobelmaschinen.

Die Pendel erfahren eine ähnliche Bearbeitung auf den Rundhobelmaschinen. Auch hier werden wie bei der Planhobelmaschine durch seitliche Verschiebung des Stichels parallele Schnitte erzeugt, während das Arbeitsstück durch Drehung um die Cylinderachse eine Seitenverschiebung macht. Bei der Abnahme ist besonders zu beachten, dafs sämtliche zu einem Auflager gehörige Pendel genau gleichen Durchmesser und gleiche Länge haben. —

Nachdem in vorstehendem die Bearbeitung des Materiales bis zur Nietung beschrieben ist, erübrigt es nur noch, einige allgemeine Bemerkungen hinzuzufügen.

Die vorgeschriebenen Längen der einzelnen Teile sollen soviel als möglich aus einem Stücke gewalzt sein. Schweifsungen sind zu verbieten, da der Grad der hierdurch erzielten Festigkeit von vielen Zufälligkeiten abhängig und die Güte der Schweifsung schwer zu kontrollieren ist. Sind die Materialien nicht in der vorgeschriebenen Länge herzustellen, so müssen die Stücke in solider Weise durch Überblattung, durch Laschen u. s. w. verbunden werden. Das Ausfüllen von verbohrten Löchern mit Eisen oder Eisenkitt zum Zwecke der Wiederverwendung ist selbstverständlich zu untersagen, geschieht aber dennoch sehr oft. Ebenso ist zu beachten, dafs die s. Z. gut befundenen Eisen bei der Bearbeitung nicht verbrannt werden oder infolge der Biegungen oder Kröpfungen Kantenrisse erhalten haben und dergl. mehr. Alle diese und ähnliche Fehler sind nur zu entdecken, so lange die einzelnen Stücke noch nicht verbunden sind; hat erst die Vernietung stattgefunden, so hält es schwer, Fehler, welche nicht gerade in die Augen springen, zu ermitteln. Vor der Nietung sind alle Teile einer sorgfältigen Reinigung zu unterziehen; die Berührungsflächen der aneinanderliegenden Stäbe und Platten müssen vollständig frei von Rost und sonstigen Unreinigkeiten sein; auch mufs nach der jedesmaligen Bearbeitung einzelner Stücke der Hammerschlag entfernt werden.

Litteratur.

Anfertigung von Kettenstäben. Kettenbrücke zur Überbrückung des Donau-Kanals. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1864.

Versuche über gebohrte und gestanzte Nietlöcher. Prakt. Masch.-Konstrukteur 1873, S. 140.

Über die verschiedenen bei Herstellung der Brücken vorkommenden Arbeiten in der Hütte. Scientific American 1873, S. 326.

Herstellung der Ösen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 256.

Mehrfache Bohrmaschine. Engineer 1876, Febr. S. 116.

Symark. Neue fahrbare Bohrmaschine für Eisenkonstruktions- und Brücken-Bauanstalten. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1879, S. 228 mit Abbild.
Tresoa. Über das Lochen. Comptos rendus, Bd. 68 u. 70. — Engineer, Bd. 45, S. 429.
Keller. Über das Lochen von Eisen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 163.
Ledebur. Verarbeitung der Metalle. Braunschweig 1879.
Mehrtens. Eisen und Eisenkonstruktionen. Berlin 1887, S. 328 (Bearbeitung der Konstruktionsteile).
Egbert Hager. Lehrbuch der vergleichenden mechanischen Technologie. 2. Aufl. Wiesbaden 1888.

§ 8. Verbinden der einzelnen Stücke. — Vernieten. Über die Form und Verwendbarkeit der verschiedenen Nietsorten ist bereits im VII. Kapitel, § 13 das Erwähnenswerte gesagt worden. Mit Bezug auf die Vernietung selbst ist folgendes ergänzend zu bemerken:

Vor dem Einsetzen der Niete sind die zu verbindenden Teile und zwar zunächst nur in den aufeinanderfolgenden Flächen nochmals gehörig zu reinigen und mit Bleimennige zu streichen, sodann mit konischen Dornen und Schrauben so fest aneinander zu pressen, dafs ein vollkommen dichter Schlufs erzielt wird, auch eine Veränderung ihrer Lage während des Nietens nicht eintreten kann. Sollten bei der Vernietung sich einzelne Teile verziehen, so müssen die Verbindungen gelöst und nach Anweisung des überwachenden Beamten entweder die vorhandenen Fehler sorgfältig beseitigt oder die fehlerhaften Stücke durch neue ersetzt werden.

Die Niete werden in hellrot glühendem Zustande in die Nietlöcher gebracht. Gegen den Setzkopf wird ein Nietstempel fest angehalten, welcher bei kleinen Nieten die Form eines Hammerkopfes hat und an einem hölzernen Stiel sitzt. Bei Verwendung gröfserer Niete bildet der Nietstempel den Kopf einer Winde, welche sich unten gegen den Boden stützt und deren oberes, dem Setzkopf entsprechendes Ende fest an denselben herangewunden wird.

Die Bildung des Schliefskopfes erfordert zwei Operationen. Das Stauchen des weifswarmen Nietes geschieht mit höchstens 2 bis 3 kg schweren Hämmern in der Weise, dafs teils auf den Niet, teils auf das denselben umgebende Eisen geschlagen wird, um ein festes Aneinanderpressen herbeizuführen. Dies Stauchen ist so lange fortzusetzen, bis der Niet festsitzt und der Schliefskopf vorgebildet ist. Erst dann erfolgt die richtige Formgebung unter Aufsetzen der Schellhämmer; die hierbei benutzten Aufschlaghämmer sollen mindestens 8 kg schwer sein. Der fertige Niet soll in der Mitte noch eine schwache Glühfarbe zeigen. Ein Aufschlagen auf den kalt gewordenen Niet ist nur zu dem Zwecke gestattet, um sich von dem vollständigen Festsitzen desselben zu überzeugen. Man macht diese Probe am besten mit leichten Hämmern, wobei man durch den Klang sich bald Gewifsheit verschafft. In manchen Fällen, besonders bei ganz versenkten Nieten, thut man gut, während man mit dem Hammer auf den Schliefskopf schlägt, die Finger der anderen Hand auf den Setzkopf zu legen; man fühlt dann sofort, ob der Niet festsitzt oder nicht.

Die Niete sollen an den Rändern gehörig zum Schlufs gebracht werden; die Köpfe, welche vollständig vorhanden sein müssen, dürfen keine Risse oder Bärte zeigen und müssen genau konzentrisch zur Achse des Nietkörpers sitzen.

Lose Niete dürfen niemals kalt nachgetrieben oder durch Verstemmen der unteren Ränder zu einem anscheinend besseren Schlufs gebracht werden; dieselben sind vielmehr wieder herauszuschlagen und durch neue zu ersetzen. Besondere Aufmerksamkeit ist den ganz versenkten Nieten zu widmen, welche man besonders dann, wenn die Schaftlänge etwas kurz bemessen war und der Schlufs nicht vollständig erreicht wurde, wohl

nachzustauchen pflegt. Dies ist selbstverständlich unzulässig, da das Nietloch hierbei nicht ausgefüllt wird.

Die Nietkolonne besteht aus 4 bis 5 Mann: einem Vormann, 1 bis 2 Zuschlägern, 1 Mann zum Halten des Nietstempels, 1 zum Wärmen der Nieten.

Bei dem Glühen der Nieten ist mit besonderer Vorsicht darauf zu achten, dafs dieselben nicht zu stark erhitzt und verbrannt werden, weil verbrannte Niete eine nur ganz geringe Festigkeit besitzen.

In neuerer Zeit finden die Nietmaschinen[27]) namentlich in der Werkstatt, mitunter auch bei dem Montieren eine ausgedehnte und erfolgreiche Anwendung. Nur vereinzelt arbeiten dieselben mit Dampfkraft, meistens mit hydraulischem Druck. Gegenüber der Handnietung soll bei dieser Arbeitsweise eine gleichmäfsigere Arbeit, sowie eine genauere Ausfüllung des Loches erzielt werden.[28]) Es ist jedoch wichtig, dafs die Gröfse des im Nietapparate zur Wirkung kommenden Druckes dem Materiale und seinen Dimensionen angepafst werde. So wurde in einer Brückenbauanstalt ein Arbeitsstück gezeigt, welches aus zwei Winkeleisen von $\frac{60 \times 60}{8}$ mm, mittels 18 mm starker Nieten in 120 mm Abständen verbunden, bestand und welches sich bei hydraulischer Nietung am Schliefskopf derart gebogen hatte, dafs die Pfeilhöhe 140 mm betrug. Es war dies der Ausdehnung zuzuschreiben, welche der vernietete Schenkel durch den Druck erfahren hatte.

Über die Prüfung der Festigkeit der Nietverbindungen und über die hierbei verwendeten Maschinen liegen verschiedene Mitteilungen vor, auf deren Einzelheiten indessen nicht eingegangen werden soll, es ist vielmehr auf die unten angeführte Litteratur zu verweisen.

Schrauben. Von einer guten Schraube wird verlangt, dafs

1. Ganghöhe und Breite über der ganzen Länge gleich sein mufs;
2. Mutter und Bolzen genau in dem inneren und äufseren Durchmesser übereinstimmen und cylindrisch sind, also die Mutter weder auf dem Bolzen schlottere, noch besonders schwer gehe oder sich klemme;
3. das Gewinde glatt und scharf ausgeprägt sei, also keinen Grat oder ausgebrochene Stellen besitze, wodurch die scharfen Gewinde einem Festsetzen oder Festkeilen des Bolzens in der Mutter ausgesetzt sind.

Litteratur.

Über die Festigkeit der Bleche und Vernietungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1857, Sept., Okt.

Herstellung der Nietungen der Weichsel-Brücke bei Dirschau und der Nogat-Brücke bei Marienburg. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 677.

Versuche mit Nietverbindungen. Engineering 1871, S. 80.

Über Vernietungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1872, S. 418.

Versuche mit Nietverbindungen. Engineering 1872, Febr., S. 80.

---

[27]) Transportable Nietmaschinen. Engineer 1865, Febr. — Hydraulische Nietmaschinen (feststehend). Engineering 1875, März, S. 223 u. Engineer 1875, Febr., S. 112. — Beschreibung und Abbildung der gebräuchlichen Nietmaschinen. Bullet. mens. 1877, Jan., S. 27. — Transportable Wasserdruck-Nietmaschine der Forth-Brücke. Engineering 1885, II. S. 513. — Vojáček. Prasil's Nietverfahren und Nietmaschine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 478. — Tweddel's fahrbare Wasserdruck-Nietmaschine. Engineering 1883, Nov.; Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 176; Engineering 1887, Mai, S. 491. Abbildung im vierten Bande dieses Werkes, Abteilung 1, T. XI, F. 26—28. — Delaloe's Nietmaschine. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 30.

[28]) Steiner. Zum gegenwürtigen Stande des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Areb.-Ver. 1883, S. 7.

Vernietungen an eisernen Gitterträgern. Engineer 1873, Nov., S. 331.
Versuche über gebohrte und gestanzte Nietlöcher und über die Festigkeit der betreffenden Verbindungen. Prakt. Maschinenkonstr. 1873, S. 140. — Deutsche Gewerbezeitung 1873, S. 163.
Fairbairn. Über Nietverbindungen. Engineer 1873, Mai, S. 280. — Polyt. Centralbl. 1873, S. 743.
Über Nietverbindungen. Deutsche Industrieztg. 1873, S. 225. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 113.
Beiträge zur Vernietung eiserner Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 158.
Versuche über die Festigkeit von Nietverbindungen in Kirkaldy's Laboratorium (vorwiegend mit Rücksicht auf Kesselvernietungen). Engineer 1877, Febr., S. 125. — Ann. industr. 1877, S. 431.
Versuche über den Einfluss des Stanzens der Nietlöcher auf die Festigkeit der Verbindung. Scientific American, Suppl. 1877, S. 1505.
Festigkeitsversuche über Nietverbindungen, ausgeführt in Newcastle. Engineering 1878, Apr., S. 310.
Zimmermann. Über den Materialprüfungs-Apparat der Reichs-Eisenbahnen und über Versuche zur Ermittelung der Festigkeit der Nietverbindungen. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 530.
Unwin. Über Nietverbindungen. Übersetzt von Loewe. Wien 1880.
Weitere Untersuchungen über Nietverbindungen von Kennedy. Engineering 1881, April.
Böhme. Messungen der Festigkeit einseitiger und zweiseitiger Kraftnietungen. Mitteil. a. d. techn. Versuchsanstalten zu Berlin 1883, Heft 3, S. 81. Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 201 u. 292.
Zerreifsversuche zum Vergleich zwischen Handnietung und hydraulischer Nietung, angestellt von der Société de Sclessin. Woehenbl. f. Baukunde 1886, S. 55, 67. — Polyt. Journ. 1886, Bd. 261, S. 14.

§ 9. Zusammensetzung und Montierung in der Werkstatt. Revision. Der Grad von Genauigkeit und Sauberkeit der Bearbeitung, welcher in der Werkstatt zu erzielen ist, läfst sich in gleicher Weise auf dem Montierungsgerüst schwer erreichen. Die nötigen Vorkehrungen sind nicht in gleicher Vollkommenheit oder doch nur mit grofsen Kosten zu beschaffen, Witterungsverhältnisse erschweren die Arbeit u. s. w. Es ist deshalb geboten, die Zusammensetzung der Hauptbestandteile der Brücken soweit als thunlich in der Fabrik vorzunehmen und vor allem diejenigen Teile, z. B. die Quer- und Schwellenträger, welche ein für sich abgeschlossenes Ganzes bilden, vollständig zusammen zu arbeiten. Inwieweit es möglich ist, Teile von Gurtungen gröfserer Brücken bereits in der Werkstatt zu vernieten, hängt von der Konstruktion und der Anordnung der Stöfse ab. Im allgemeinen ist auch die Gröfse des in einem Stück fertig zu vernietenden Versandstückes durch die Gröfse des Transportmittels bestimmt, und in dieser Beziehung ein etwa möglicher Transport auf dem Wasser der Versendung mit Wagen vorzuziehen.

Nach der Zusammennietung der einzelnen Teile sind sämtliche Fugen der vertikalen Blechplatten mit den Stofsplatten, desgleichen die Fugen zwischen Blechplatten und Anschlufswinkeln sorgfältig zu verstemmen, um das Eindringen von Feuchtigkeit möglichst zu verhindern. Wenn nicht während der ganzen Dauer der Werkstattsarbeiten die Ausführung besonders überwacht wurde, so ist dieser Zeitpunkt der geeignetste, um die Abnahme der fertiggestellten Stücke vorzunehmen. Jedenfalls mufs dieselbe bewirkt werden, ehe eine Verkittung von Fugen und der Anstrich stattgefunden haben. Je sorgfältiger diese Revision stattfindet, umso besser wird das Montieren von statten gehen; Schäden, welche erst beim Aufstellen der Konstruktion entdeckt werden, lassen sich selten vollständig beseitigen.

Diese Revision wird sich in erster Linie mit der Güte der Nietung befassen, worüber bereits an anderer Stelle das Nötige gesagt ist. Die Gurtungs- und Anschlufswinkel sind einer sorgfältigen Prüfung zu unterziehen, namentlich in den Ecken, wo Gurtungswinkel und Anschlufswinkel mittels Kröpfungen übereinander geführt werden, da die Niete hier verhältnismäfsig schwer zu schlagen sind und ein unvorsichtiges Ar-

beiten, namentlich auch zu kurzes Abschneiden der Winkel leicht ein Aufplatzen der betreffenden Winkeleisen zur Folge hat.

Von den Quer- und Längsträgern, welche vollständig vernietet zur Versendung kommen, sollten mindestens einige beliebig gewählte Exemplare einer Prüfung unterworfen werden. Für den Fall, dafs diese Prüfung ein ungenügendes Resultat ergiebt, ist die Probe auf alle Träger auszudehnen.

Das nochmalige Reinigen der Eisen von Rost und Hammerschlag, sowie das Grundieren und Verkitten der Fugen ist zuletzt zu bewirken. Die alsdann zur Versendung kommenden Eisen werden verwogen und es müssen die hierbei etwa vorkommenden Abweichungen der thatsächlichen Gewichte von den berechneten speciell nachzuweisen sein, wenn die Stücke annehmbar sein sollen.

§ 10. Materialverluste. Kosten der Werkstattsarbeiten. Die anzuliefernden Eisen sind, wie im § 3 hervorgehoben, zum Teil mit Übermafs zu beschaffen, damit ein genaues Bearbeiten der Enden ermöglicht werde. Hieraus ergiebt sich ein entsprechender Verlust an Rohmaterial. Noch mehr geht in der Regel verloren durch das Ausbohren der Nietlöcher sowie durch die Anfertigung und das Schlagen der Niete selbst. Man kann annehmen, dafs etwa 5 % aller Niete während des Schlagens zu Grunde gehen, etwas mehr oder weniger je nach der Schwierigkeit der Nietarbeit, der Übung der Kolonne u. s. w. — Im ganzen ist bei Feststellung der Kosten in Ansatz zu bringen, dafs bis 6 % Material mehr erforderlich wird, als in der fertigen Brücke enthalten ist.

Die Kosten der Werkstattsarbeiten sind naturgemäfs abhängig von der Zweckmäfsigkeit der Einrichtungen, der leichteren oder bequemeren Handhabung der zu bearbeitenden Stücke u. s. w. So zahlt man bei leichten Stücken für das Bohren von Löchern in 10 mm starkem Eisen 75 Pf. bis 1 M. pro 100 Stück; dieser Preis steigt bei schweren Arbeiten bis aufs doppelte. Die Handbohrung, wenn solche noch beim Montieren notwendig werden sollte, ist erheblich teurer, da bei Herstellung der Löcher mit der Bohrknarre 10 bis 20 Pf. pro Loch gezahlt werden mufs.

Die Kosten der Nietarbeit, welche gleichfalls pro 100 Stück berechnet zu werden pflegen, schwanken, je nachdem das Werkstück eine ununterbrochene Nietung gestattet oder öftere Unterbrechungen eintreten müssen; auch wird der Preis wesentlich dadurch beeinflufst, ob die Niete leicht oder schwer zu schlagen sind. Während für gewöhnliche Niete von 20 mm Durchmesser in den Quer- und Schwellenträgern 3 M. gezahlt werden, steigt dieser Preis für die beim Montieren vorkommenden Nietungen bis 11 M. und besonders schwer anzubringende Niete werden bis zu 40 Pf. pro Stück bezahlt. — Petzoldt giebt an: In Seraing wurde gezahlt für Niete von 20 mm Durchmesser bei gewöhnlichen Brückenteilen (Lang- und Querschwellen) 3 M. 60 Pf., für 22 mm Niete 4 M., für 25 mm Niete 4 M. 50 Pf.

Gewöhnlich wird man ziemlich richtig rechnen, wenn man für das Richten, Kröpfen, Bestofsen der Kanten, Bohren, Nieten u. s. w. bei Querträgern und leichten Sachen bis zum Gewichte von 500 kg 4 M. pro 100 kg annimmt, bei schwereren Sachen steigt dieser Preis auf 5 bis 6 M. Nicht inbegriffen in sämtlichen vorerwähnten Preisen sind die Kosten für Verzinsung und Abnutzung der Maschinen und Geräte, sowie die Generalunkosten, welche zusammen mit 80—100 % der Arbeitskosten zu berechnen sind.

Die Mitteilung speciellerer Angaben über die Herstellungskosten und den Materialverlust wird gemeinhin von den Fabrikanten abgelehnt, anscheinend aus Konkurrenzrücksichten. Es sei deshalb auf eine Veröffentlichung verwiesen, welche die Herstellungs-

kosten der von der österreichischen Staatseisenbahn-Gesellschaft in Regie erbauten Waag-Brücke[29]) specifiziert. Die dort ermittelten, unten im Auszug wiedergegebenen Preise sind zwar durchweg hoch, was durch den provisorischen Charakter der Einrichtungen, der Werkstätten u. s. w. neben der Brückenbaustelle erklärt wird. — Die Brücke hat 8 Öffnungen, welche mit Gitterträgern überbrückt sind. Die Gitterstäbe haben Ω-förmigen Querschnitt. Das Gesamtgewicht der Brücke stellt sich auf rund 397 t.

Es kostete:

1. Das Richten sämtlicher Eisensorten (die Ω-Eisen mufsten warm gerichtet werden) im Durchschnitt pro 100 kg[30])
   an Arbeitslohn . . . . . 0,685 M.
   an Brennmaterial . . . . . 0,179 M.
   zusammen . . . 0,864 M.
2. Das Richten der Winkeleisen pro lfd. m 0,14 M.
3. Das Richten der Bleche pro qm 0,66 M.
4. Das Richten der Ω-Stäbe pro m
   an Arbeitslohn . . . . . 0,21 M.
   an Brennmaterial . . . . . 0,09 M.
   zusammen . . . 0,30 M.
5. Die Löcher wurden teils mit Kurbeln, teils mit Ratschen gebohrt, sowohl horizontal wie vertikal. Dem speciellen Nachweis entnehmen wir nur, dafs die Kosten eines Loches von 36 cm Länge sich auf 7 Pf. stellten. Dazu kamen für 100 Löcher an Schmier- und Putzmaterial (Öl, Seife, Werg) 51 Pf.

Ferner kostete:

6. Das Ausreihen der Löcher für Kaltnieten mit der Reihahle pro Stück 11 Pf. und 2 Mann riehen täglich 52 bis 60 Stück aus.
7. Die Anfertigung von 100 Stück Niete einschliefslich Kohlen, aber ausschliefslich Regiekosten, sowie Abgang an Werkzeugen 5,8 M.
8. Das Abdrehen der Kaltnieten pro 100 Stück 11,37 M.
9. Das Schlagen der Kaltnieten pro 100 Stück 14,24 M.
10. Das Schlagen der Warmnieten pro 100 Stück 5,22 M. Hierbei ist zu erwähnen, dafs eine Arbeiterkolonne von einem Feuerschmied, 3 Zuschlägern und einem Arbeiter im Tage durchschnittlich schlug
    a. bei vertikalem Schlag 200 Stück, wobei sich ein Abgang von 3,1 % ergab; dabei wurden pro 100 Stück 23 kg Kohle verbraucht;
    b. bei horizontalem Schlag 174 Stück, wobei sich ein Abgang von 5,7 % ergab; dabei Kohlenverbrauch pro 100 Stück 24,5 kg;
    c. bei den Nieten auf den Gerüsten bei einem Schlag nach verschiedenen Richtungen, wie bei den Quer- und Diagonalverbindungen 83 Stück, wobei sich ein Abgang von 8 % ergab; Kohlenverbrauch 30 kg pro 100 Stück.

§ 11. Anstriche. Obwohl die Deckanstriche nicht in der Werkstatt, sondern erst nach erfolgter Aufstellung vorgenommen werden, so empfiehlt es sich doch, die vorzunehmenden Operationen sämtlich an dieser Stelle anzuführen.

Reinigen des Eisens. Jegliches Eisen rostet umso leichter, je rauher seine Oberfläche ist; es ist deshalb der Hammerschlag sorgfältig zu entfernen, da an den feinen Rissen zwischen Hammerschlag und Eisen die Rostbildung am ersten beginnt. Bereits vorhandener Rost ist natürlich noch schädlicher und stets vor dem Anbringen der Farbe zu beseitigen; andernfalls breitet sich derselbe unter der Farbe immer weiter

[29]) Allg. Bauz. 1871, S. 285. — Über Kosten der Werkstattsarbeiten vergl. auch Deutsche Bauz. 1886, S. 98.

[30]) An dieser Stelle sowohl als auch bei den sonstigen Umrechnungen ist der österreichische Gulden = 100 Kreuzer = 1 M. 60 Pf. gesetzt.

aus und veranlafst ein Abblättern des Anstrichs. Man entfernt den Rost und Hammerschlag mit Drahtbürsten, dem Schabeisen, Sandstein und dergl. Die so gereinigten Eisenteile kommen dann in ein Bad von verdünnter Salzsäure, wodurch die etwa noch vorhandenen feinen Rostteilchen u. s. w. entfernt werden. Um die überschiefsende Säure zu binden, taucht man darauf die Eisen in Kalkmilch, spült dieselben in kaltem Wasser ab und bringt sie schliefslich in heifses Wasser von 60 bis 70° R. Letzteres verdunstet nach dem Herausnehmen der Eisen sofort, wonach sie schliefslich mit einem Anstrich von siedendem Leinölfirnis versehen werden. Erst wenn der Leinölfirnis gehörig trocken und hart geworden ist, darf mit dem eigentlichen Grundieren begonnen werden.

Der Schwerpunkt des Ölanstrichs liegt im Grundieren. Hierzu bemerkt Dr. E. Wiederhold[31]): Soll die Grundierfarbe fest und dauerhaft auf dem Eisen haften, so müssen drei Bedingungen erfüllt werden: Dieselbe mufs eine gute Trockenfähigkeit besitzen, sie mufs dünnflüssig sein und darf endlich nur mager aufgetragen werden. Gut trocknen, d. h. besser als der gewöhnliche Ölfirnis durchschnittlich bewirken kann, mufs die Farbe, damit nicht durch eine Temperaturerniedrigung bei gleich bleibendem Feuchtigkeitsgehalt der Luft, die gar nicht selten und in der Regel gegen Abend eintritt, sich ein Niederschlag von atmosphärischem Wasser auf dem Eisen bildet, ehe die Farbe fest geworden ist oder wenigstens angezogen hat. Es findet hierbei eine Art von Emulsion des Firnisses statt, welche zur Folge hat, dafs die Ölfarbe nie zu einer homogenen Masse antrocknet; noch schädlicher wirkt jedes Benetzen des Ölanstrichs mit Wasser, sei es durch Regen oder auf andere Weise. Wird der Ölanstrich des Eisens im Freien ausgeführt, so kann sich ein feuchter Niederschlag auch durch Wärme-Ausstrahlung bilden; besonders wird dies begünstigt, wenn man die Metallfläche mit einer Firnis-Schicht überzogen hat. — Eine dünne Grundierfarbe dringt sicherer in alle Vertiefungen der Eisenfläche ein, als eine konsistente; verwendet der Anstreicher beim Grundieren nicht die gröfste Sorgfalt, bleiben einzelne Teile ungedeckt, so reifst die Decke bei der Ausdehnung der Metallfläche durch die Wärme leicht ein, Luft und Feuchtigkeit dringen in die Spalten und unterminieren durch Rostbildung, wenn auch allmählich, den gesamten Ölanstrich. — Die Farbe darf endlich nur ganz mager aufgetragen werden, weil Firnis-Schichten auf Eisen, sowie auf allen nicht porösen Flächen nur sehr langsam zu einer durchaus festen Kruste antrocknen. Ist die Ölfarbenschicht dick, so trocknet nur ein oberes Häutchen, unter welchem die Farbe lange flüssig bleibt.

Die Anstrichmassen bestehen aus einer Mineralfarbe und Leinölfirnis. Das Leinöl trocknet an der Luft zu einem zähen wetterbeständigen Firnis durch Sauerstoffaufnahme, welche das Öl teilweise in Harz verwandelt. Dieser Prozefs wird beschleunigt durch Kochen, wodurch auch die Unreinigkeiten und wässerigen Teile entfernt werden. Stoffe, welche leicht Sauerstoff abgeben, wie Bleiglätte, Zinkoxyd und Braunstein, werden dem kochenden Leinöl zugesetzt, um raschere Resultate zu erzielen, sie tragen auch wesentlich zur Reinigung des Öles bei. Zu gleichem Zwecke werden auch Siccative zugesetzt, dies sind Leinölfirnisse, bei denen der Umwandlungsprozefs des Öles durch Zusätze von Bleiglätte u. dergl. noch weiter getrieben ist. Zur Verdünnung der Ölfarben setzt man etwas Terpentin zu. Derselbe hat nach Dr. Treumann[32]) indessen den Nachteil im Gefolge, dafs durch die Verdunstung des Terpentinöls eine Temperaturerniedrigung eintritt und dadurch ein wässeriger Niederschlag auf der gestrichenen Fläche herbei-

[31]) Industrie-Blätter 1875, S. 171.

[32]) Treumann. Über die Mittel zum Schutze des Eisens gegen das Rosten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 379.

geführt wird. Der vom Dr. Wiederhold nach langen Versuchen hergestellte und unter dem Namen „Eisenfirnis“ in den Handel gebraehte Ölfirnis soil den Vorteil des gewöhnlichen Flüssigkeitsgrades mit rascher Trockenfähigkeit verbinden.

Was die Mineralfarben anbelangt, so sollen möglichst sauerstoffreiche Metalloxyde angewendet werden, welche den Verharzungsprozefs weiterführen und bewirken, dafs der Überzug fest, undurehdringlich und wetterbestäudig werde. Man wählt gern Blei- oder Zinkverbindungen, achte aber darauf, dafs nicht Zinkverbindungen zu einem Ölfirnis zugesetzt werden, der dureh Bleiverbindungen hergestellt ist und umgekehrt.

Für Grundierungsanstriche steht Bleimennige (Minium), eine Verbindung von Bleioxyd und Bleisuperoxyd, obenan und hat sich auch durchweg gut bewährt. Weniger gut, aber auch angewendet sind Eisenmennige, Königsrot u. a. Die Untersuchungen, die seitens der Direktion der holländisehen Staatsbahnen mit Anstriehen auf Eisenplatten hezüglich des Rostens gemaeht sind, ergaben nach dreijähriger Beobachtung:

1. Ein Bleimennige-Anstrich hält gleich fest auf der Eisenfläche, gleichviel ob diese vorher chemiseh oder mechaniseh gereinigt war.
2. Ein Anstrich von Eisenmennige gab auf den chemiseh gereinigten Platten günstigere Resultate, als auf den anderen, während eine zweite Sorte Eisenoxydrot auf den nur abgekratzten und abgeriebenen Platten ganz schleehte Resultate zeigte.
3. Kohlenteer erwies sich als Anstrich noch hedeutend sehlechter und war von den nicht auf chemischem Wege gereinigten Plattenteilen gänzlich verschwunden.

Hiernach dürfte also der Bleimennige wohl durchweg der Vorzug zu gehen sein.

Als Deckfarben sind verschiedene Materialien gewählt. Hervorzuheben ist, dafs man aus naheliegenden Gründen im allgemeinen nicht zu dunkele Farben wählt.[33]) Nach dem deutschen Bauhandbuch stellt man dar:

1. Grau durch Bleiweifs oder Zinkweifs mit Zusatz von etwas Schwarz oder Zinkstaub, d. i. metallisches Zink in feinster Pulverform. (Bleiweifs ist eine Verbindung von koblensaurem Bleioxyd mit Bleioxydhydrat; Zinkweifs ist Zinkoxyd; ersteres ist bessere Deckfarbe, als letzteres).
2. Rot durch Königsrot (Englischrot; reines Eisenoxyd).
3. Rotbraun durch Eisenmennige (wird durch Brennen, Pulvern und Sebleimen eines thonigen Eisenoxyds gewonnen, enthält 67—85% Eisenoxyd).
4. Grün durch Chromgrün (Chromgrün kommt hell und dunkel vor und wird auf verscbiedene Weise hergestellt. Aus chromsaurem Quecksilberoxydul erhält man eine sehr zarte dunkelgrüne, aber sehr teure Farbe; aus chromsaurem Kali, mit Schwefel geglüht, eine hellere, — mit Salmiak geglüht, eine dunklere Farbe).
5. Schwarz durch Graphit (sorgfältig geschlämmt mit Weingeist fein gerieben) oder Rufs (gewonnen durch Schwelen von harzreichem Holze, gereinigt durch Weingeist; bester Rufs aus Terpentinöl).

Bei Ausführung der Deckanstriche ist nach Dr. Treumann besonders darauf zu achten, dafs der vorhergehende Anstrich nicht nur troeken, sondern auch durchgehärtet ist, wenn der folgende Anstrich aufgetragen wird. Bei Anwendung von Leinölfirnis sollte mindestens ein dreitägiger Zwischenraum zur Bedingung gemaeht werden. Zeigen sich auch Leinölfirnis-Anstrich naeh Verlauf von 24 Stunden scheinbar troeken, so ist doch der Verharzungsprozefs des Firnisses noch nicht so weit vorgeschritten, dafs ein neuer Anstrich ohne Schaden vorgenommen werden könnte. Sowie die Grundierungsanstriche müssen auch die Deckanstriche thunlichst in dünner Schicht aufgetragen werden.

---

[33]) Vergl. aueh den zweiten Band dieses Werkes, 2. Aufl., Kap. VI, S. 492. (Grundsätze für die Wahl der Farben beim Anstreiben von Bauwerken.)

Für die Deckaustriche eiserner Brücken sind derzeit weitaus am häufigsten und verbreitetsten die gewöhnlichen Ölfarben in Anwendung.[34]) Als Ersatz für dieselben sind in neuerer Zeit verschiedene andere Anstrichmittel in Anwendung gekommen, z. B. Diamantfarbe, Diamantanstrich (Patent Metzner), Pflug'sche Platin-Anstrichmasse, Platinfarbe von Rometsch & Co., Patentfarbe von Ratjen, Pulford's magnetische Eisenfarbe, Silicatfarbe u. a. Es hat sich indessen gezeigt, dafs dieselben durchweg vor anderen mit gutem Leinöl und gut bereiteten Farben keinerlei Vorteil bieten, während der Preis sich immer höher stellt, als man sonst für gute Ölfarbe zu zahlen hat.

Um sicher zu sein, wirklich gute Ölfarbe zu erhalten, bezieht man dieselbe am besten von den mit Farbe-Reibe-Maschinen ausgerüsteten Werkstätten der betreffenden Verwaltung. Alle gewöhnlichen Anstriche bei Gelegenheit von Unterhaltungsarbeiten kann man zweckmäfsig durch Bahnarbeiter, welche für derartige Arbeiten besonders herangebildet werden (sogenannte Scharrwerker) herstellen lassen. Dieselben sind anzuweisen, zunächst und auf das Sorgfältigste die vorhandenen Roststellen mittels eines weichen Sand- oder Ziegelsteines und Wasser abzuschleifen. Nachdem der Rost vollständig beseitigt ist, sodafs die blanken Metallflächen zu Tage treten, sind die Schleifstellen alsbald möglichst gut abzutrocknen und mit Ölfirnis zu überstreichen, worauf die Erneuerung des Anstriches erfolgt. Auf vollständige Beseitigung vorhandenen Rostes ist stets besondere Sorgfalt zu verwenden, denn vorhandener Rost frifst weiter, wie man zu sagen pflegt. Man hat dies — jedoch vielleicht irrtümlicher Weise — damit zu erklären versucht, dafs das Eisen energischer oxydiere, sobald infolge der Bildung einer Schicht von Eisenoxyd galvanische Wirkungen zwischen dieser und dem Eisen eintreten. Zweifellos scheint es dagegen zu sein, dafs die Beförderung der Rostbildung, welche durch einen Anflug von Rufs stattfindet, zum Teil einer inducierenden galvanischen Wirksamkeit zuzuschreiben ist, da Kohlenstoff sich gegen Eisen elektro-negativ verhält. Es ist ferner wahrscheinlich, dafs vorhandener Rost nicht minder, wie Rufs, gleich einem auf dem Eisen liegenden Schwamm wirkt, welcher die Feuchtigkeit und die aus den Lokomotiv-Essen entweichenden Säuren zurückhält und dafs hauptsächlich hierdurch das rasche Umsichgreifen des Rostes erklärt werden mufs.[35])

Bei umfangreicheren Arbeiten, wie z. B. Erneuerung des Anstriches grofser Brücken, kann die Ausführung, falls den einzelnen Strecken genügende Arbeitskräfte nicht zu Gebote stehen, den Werkstätten übertragen werden.

Ein Quadratmeter Ölfarben-Anstrich der Eisenkonstruktion (Ausbesserung der Mennige-Grundierung, zweimaliger Anstrich) kostet[36])

bei Blechbrücken 0,55 M.,

bei gegliederten Systemen 0,62 M.

Zur Veranschlagung reicht die Annahme aus, dafs die anzustreichenden Flächen bezw. die Kosten des Anstrichs betragen, wenn $\mathfrak{L}$ die Stützweite pro Öffnung und eingleisigen Überbau in Metern bedeutet:

bei Blechbrücken $= 1{,}2\,\mathfrak{L}^2$ qm à 0,55 M. $= 0{,}66\,\mathfrak{L}^2$ Mark,

bei gegliederten Systemen $= 0{,}75\,\mathfrak{L}^2$ qm à 0,62 M. $= 0{,}47\,\mathfrak{L}^2$ Mark.

---

[34]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. IX. Supplementbd. Wiesbaden 1884, S. 99.

[35]) Über das Rosten des Eisens siehe u. a.: Calvert. Über die Oxydation des Eisens. (Chem. Analyse des Rostes der Conway-Brücke u. a.) Polyt. Journ. 1870, Bd. 196, S. 129. — Kent. Über die Zerstörung des Eisens an Eisenbahnbrücken. Journ. of the Franklin Institute 1875, S. 437. Polyt. Journ. 1875, Bd. 218, S. 257. — Aokermann. Über das Rosten des Eisens. „Stahl und Eisen" 1882, S. 417.

[36]) Osthoff. Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenanschlägen. Leipzig 1879.

Ein Mittel, eiserne Brückenteile, namentlich solche, die der Erdfeuchtigkeit sowohl wie auch mechanischen Einwirkungen ausgesetzt sind, dauernd vor Rost zu schützen, ist noch nicht erfunden.

Erwähnt mag noch werden, dafs zum Schutz gegen Erdfeuchtigkeit Anstriche mit Asphaltteer angewendet worden sind; auch wird empfohlen, das Verfahren, Eisen durch Verzinkung vor Rost zu schützen, versuchsweise in gröfserem Umfange zur Anwendung zu bringen.[37]) Ein abschliefsendes Urteil über den Wert dieses Verfahrens kann noch nicht abgegeben werden. Wird die Verzinkung gewählt, so mufs dieselbe eine vollkommene sein und darf bei gebohrten, gelochten oder sonst bearbeiteten Stäben erst nach der Bearbeitung erfolgen. Die verzinkten Teile müssen bis zum Bruch hin- und hergebogen werden können, ohne dafs sich die Verzinkung ablöst. Der Zinküberzug mufs auf jeder Seite mindestens 0,5 kg f. d. qm schwer sein und es darf nur bestes Robzink ohne Beimischung anderer Materialien verwendet werden.

Zum Verkitten unschädlicher Fugen wählt man, um Eindringen des Wassers zu verhüten, am besten Bleiweifskitt. Derselbe besteht aus gemahlenem, mit dickem Leinölfirnis zu einem steifem Brei angeriebenen Bleiweifs.

Litteratur.

Über Anstrich schmiedeiserner Brücken, speciell der Britannia-Brücke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1852, S. 181.

Beobachtungen über den Einfluss des Anstreichens auf die Temperatur bei gufseisernen Brücken. Ann. des ponts et chaussées 1854.

Anstriche auf gufseisernen Brücken und Versuche über die Haltbarkeit. Nouv. ann. de la constr. 1856, Sept.

Anstreichen des Eisens. Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1868, S. 257.

Über zweckmäfsige Benutzung des Zinkweifses als Anstrichfarbe. Berg- u. Hütt.-Zeitg. 1869, S. 276.

Dauerhafter schwarzer Überzug auf Eisen. Polyt. Centralbl. 1870, S. 1450.

Anstrich des Eisens. Engineer 1871, Dez.

Reinigung und Anstrich des Eisens in Blechträgerbrücken. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1872, S. 768. — Polyt. Journ. 1873, I. S. 171.

Untersuchungen über Eisenanstriche. Maschinenbauer 1875, S. 174.

Wiederhold. Über Eisenanstriche. Maschinenbauer 1875, S. 222.

Pulford's sogen. magnetische Eisenfarbe. Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877, S. 319.

Über Brückenanstriche. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 30.

Mittel zum Schutze des Eisens gegen Rosten. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 388.

Versuche mit Eisenanstrichen, angestellt von der Verwaltung der Niederländischen Staatsbahnen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 477.

Treumann. Über Anstriche. Vortrag, gehalten im Ver. deutscher Maschinen-Ingenieure. Glaser's Ann. f. Gewerbe u. Bauwesen 1885, S. 125 u. 156.

Erfahrungen mit verzinktem Eisen. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 163 u. 340.

Das verzinkte Eisen und seine Verwendung. Deutsche Bauz. 1887, S. 165, 170, 177.

[37]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. IX. Supplementbd. Wiesbaden 1884, S. 101.

B. Die Aufstellung der Brücken.

§ 12. Allgemeines über das Montieren. Das Verfahren beim Montieren einer Brücke mufs sich zunächst nach der Konstruktion derselben richten, daneben sind aber auch die örtlichen und die ökonomischen Verhältnisse von grofsem Einflufs. Wenn es sich um Überbrückung reifsender Ströme oder tiefer Schluchten handelt, wird man wesentlich andere Anordnungen treffen, als bei Herstellung von Brückenträgern im Flachlande oder über ruhigen Gewässern. Mit Rücksicht auf die Kosten wird man in dichtbevölkertem Lande, wo leicht tüchtige Arbeitskräfte zur Hand sind, eine andere Methode wählen, als in menschenarmen Ländern und da, wo zahlreiche Waldungen den Bezug von Rüstbölzern erleichtern, anders verfahren, als in wenig bewaldeten Gegenden.

Es läfst sich hieraus schon ersehen, dafs eine grofse Mannigfaltigkeit in Bezug auf die Aufstellung eiserner Brücken obwaltet. Um die Übersicht zu erleichtern, seien die zur Anwendung gekommenen Methoden zunächst nach folgenden Gruppen geordnet:

I. Montierung auf festen und durchgehenden Gerüsten. Dieselbe erfolgt
  1. an richtiger Lagerstelle der Träger in der Brückenöffnung
     a. auf hölzernen Hilfsträgern,
     b. auf eisernen Hilfsträgern;
  2. mehr oder weniger entfernt von der richtigen Lagerstelle, sodafs ein nachträgliches Einbringen der Konstruktion erfolgen mufs. Dieses kann geschehen
     a. auf Gerüsten. Die Bewegung erfolgt
        α. in der Richtung der Trägerachse,
        β. quer zu derselben,
     b. durch Einwalzen mehrerer kontinuierlich verbundenen Träger, nötigenfalls unter Anbauung eines provisorischen Schnabels,
     c. mittels Pontons,
     d. durch Heben von der Thalsohle aus,
     e. durch Senken.

II. Montierung ohne feste Gerüste.

Die unter I. aufgeführten Arten der Montierung werden in Deutschland sämtlich benutzt, die Montierung ohne feste Gerüste aber nur ausnahmsweise und bei der Ausführung eiserner Hilfsträger. Ferner ist zu bemerken, dafs bei Balkenbrücken die angegebenen Methoden sämtlich in Anwendung kommen, während bei Bogen- und Hängebrücken, dem Charakter derselben entsprechend, nur einzelne derselben verwendet werden.

Es sei hier beiläufig bemerkt, dafs die Ausführung der beweglichen Brücken in nachstehendem nicht besonders behandelt ist. Die Herstellung ihrer Träger hat nichts Eigentümliches; die Herstellung bezw. das Montieren der Bewegungsvorrichtungen aber liegen aufserhalb des Rahmens dieses Kapitels.

Welche Methode in einem einzelnen Falle zweckmäfsig ist, ist allgemein nicht zu erörtern. Man mufs sich aber über die Art und Weise der Aufstellung von vornherein Klarheit verschaffen, weil die Montierungskosten die Höhe der Gesamtkosten erheblich beeinflussen, sodafs eingehende Untersuchungen in dieser Beziehung bei gröfseren Bauwerken stets am Platze sind. Zur Beurteilung der entstehenden Kosten sei auf die nachfolgenden Paragraphen, in welchen die Konstruktion der Gerüste eingehend besprochen

ist, verwiesen. Wird von festen Gerüsten in den Brückenöffnungen Abstand genommen, so können die für nachträgliches Einbringen von Trägern erwachsenden Kosten überschläglich aus den betreffenden Paragraphen ersehen werden, insoweit wenigstens, als danach ermessen werden kann, auf welche Hilfsmittel in jedem einzelnen Falle zu rücksichtigen ist. Es ist übrigens auch bei den einzelnen Methoden einleitungsweise kurz dargelegt, welche Vor- und Nachteile das betreffende Verfahren bietet.

Wenn nicht zwingende Umstände ein anderes erheischen, so wird es sich empfehlen, in den Brückenöffnungen und auf festen Gerüsten zu montieren. Die Träger werden hierbei bis zu ihrer Vollendung in allen wesentlichen Punkten gestützt, eine zeitweilige Überanstrengung einzelner Konstruktionsglieder kann nicht eintreten, auch wird eine tadellose Ausführung ermöglicht.

Abweichungen von dieser Art können im allgemeinen nur begründet werden durch zu grofse Höhe der erforderlich werdenden Rüstungen, d. i. durch die Gröfse der hieraus erwachsenden Kosten oder durch die Unmöglichkeit, feste Rüstungen anzubringen und bis zur Vollendung des Werkes zu erhalten. Im Hinblick hierauf bleibt stets zu erwägen, inwieweit die Rüstungen durch Hochwasser, Eisgang und dergleichen elementare Störungen Gefährdungen ausgesetzt sein können, da stets, wenn solche mit einiger Wahrscheinlichkeit zu erwarten sein würden und Mittel zur Abwehr der daraus entspringenden Gefahren nicht zu Gebote stehen, auf andere Aufstellungsmethoden zurückgegriffen werden müfste. Auch durch Schiffe und Flöfse kann bei schiffbaren Strömen leicht Unheil erwachsen. In letzterer Beziehung bietet die Zerstörung von Gerüsten ein beherzigenswertes Beispiel, welche beim Bau der Rheinbrücke oberhalb Neufs stattfand.[38])

Aufser den vorerwähnten zwingendsten Umständen, welche eine Montierung der Träger in definitiver Lage verbieten, können auch andere Verhältnisse die nachträgliche Einbringung der fertig gestellten Träger erwünscht erscheinen lassen. So wird es besonders bei rasch betriebenem Bau leicht vorkommen, dafs zur Ersparung von Zeit mit der Montierung der Träger begonnen werden mufs, ehe die Pfeilerbauten genügend vorgeschritten sind und die Ausführung an Ort und Stelle gestatten. Schlechte Zufuhrwege zur Brückenbaustelle begründen auch mitunter die Wahl eines günstiger gelegenen Montierungsplatzes, der unter Umständen in der Fabrik selbst sein kann und dessen Lage besonders in letzterem Falle den Kostenpunkt wesentlich beeinflufst.

Bei manchen Brückenbauten, z. B. in Rufsland, zu welchen die Materialien aus anderen Ländern bezogen wurden, waren infolge der weiten Entfernung von der Fabrik die Eisenzusendungen vielen Zufälligkeiten unterworfen und konnten daher voraussichtlich nicht regelmäfsig eintreffen, sodafs ein öfteres Abspringen von der Montierung einer Brücke zu der einer anderen notwendig wurde. Da bei der Entfernung der einzelnen Bauplätze voneinander die vielfachen Hin- und Rücktransporte von Arbeitern und Geräten einen unverhältnismäfsigen Kostenaufwand veranlafst hätten, so war es geboten, sämtliche Brücken an einem günstig gelegenen Punkte zu montieren und sodann zu transportieren.

Es sei auch noch hervorgehoben, dafs bei Umbauten von Brücken vielfach davon Abstand genommen werden mufs, die Träger in der richtigen Lage zu montieren. Dies wird in § 39 dieses Kapitels näher erörtert werden, während verschiedene Beispiele von Umbauten nach Mafsgabe der benutzten Montierungsart in nachstehendem eingefügt sind.

---

[38]) Zeitschr. f. Bauwesen 1872, S. 238, 370.

Den besprochenen mannigfachen Vorteilen gegenüber sei aber noehmals darauf hingewiesen, dafs bei fast alien unter I. 2. aufgeführten Methoden eine Überanstrengung einzelner Koustruktionsteile während des Transportes sich schwer vermeiden läfst.

Ferner ist das Einbringen fertiger Träger im allgemeinen keineswegs billig. So ist z. B. das unter I. 2. b. erwähnte Verfabren, welches namentlich früher vielfach zur Anwendung gekommen ist, nur in seltenen Fällen billiger und zweckmäfsiger, als eine Aufstellung auf festen Gerüsten innerhalb der Öffnung.[39]) Man ist in der Wabl des Systems nicht ganz frei, mufs den Quersebnitt der unteren Gurtung für das Überrollen einrichten, man braucbt am Ufer einen Montierplatz von grofser Länge, mufs entweder provisoriscbe Zwischenpfeiler bauen oder den Träger mit einem Schnabel versehen, um übermäfsige Anstrengung des Materials zu verhindern, und schliefslicb die nicbt unerbeblichen Ausgaben für das Hinüberscbieben bestreiten. Wenn beispielsweise bei der Donau-Brüeke bei Stadlau die Kosten für das Hinüberscbieben sich auf 5 M. 80 Pf. pro 100 kg herausgestellt haben, und wenn dabei die Brüeke grofse Inanspruebnabme erfahren mufste, so weist dies darauf hin, dafs genaue Überlegungen und sorgfältige Kostenberechnungen erforderlich sind, bevor man eine ähnlicbe Methode wählt. Es komnit noch hinzu, dafs das bezeichnete Verfabren baupisächlicb für kontinuierliche Träger am Platze ist; diese haben aber, wie in Kap. IX und X näher erörtert wurde, an und für sich Übelstände und es erklärt sicb aucb hieraus, dafs jenes Verfabren in neuerer Zeit vergleichsweise seiten eingesehlagen wird.

In betreff der Montierungen ohne feste Büstungen sei bemerkt, dafs nur die Gerber'schen Träger (die Cantilever-Brücken) ein solcbes Verfahren ohne eine bei der Konstruktion nicht vorgesehene Beanspruehung der einzelnen Teile gestatten. Bei alien anderen Trägern erscheint diese Montierungsweise nur in besonderen Ausnabmefällen gerechtfertigt. Die Veranlassungen, welche in einzelnen Fällen trotzdem dazu geführt haben, sind weiterhin angegeben und die Einzelheiten dieser zum Teil sehr kühnen Ausführungen näher beschrieben.

Sehliefslieh ist zu erwähnen, dafs es zweckmäfsig ist, die Ausführung gröfserer Brücken durch Ausarbeitung eines Arbeitsplanes vorzubereiten, welcher die für die Ausführung der einzelnen Teile in Aussicht genommenen Bauzeiten zur Anschauung bringt. Ein soleher Plan erhält beispielsweise oben die Linien für demnächstige bildliche Darstellung der Wasserstände während der Bauzeit und hieran anschliefsend Vertikalspalten, welche je einen Monat repräsentieren. Jedem Pfeiler und jedem Überbau einer Öffnung wird eine Horizontalspalte zugewiesen, worin man die geplanten Bauzeiten für Fundamentierung, Errichtung des Mauerwerks, Aufstellung der Eisenkonstruktion u. s. w. in geeigneter Weise kenntlich macht. Die Ergebnisse des Baues werden dem Fortschreiten desselben entspreehend eingetragen; auf diese Weise erhält man eine übersicbtliehe Darstellung des Verlaufs des ganzen Banes.[40])

Litteratur.

Über amerikanische Brücken. Deutsche Bauz. 1872, S. 71.
Über amerikanische und europäische Balkenbrüoken. Zeitsehr. d. Ver. deutscher Ing. 1873, S. 718.
Über Brückenbauten in Nord-Amerika. Zeitsehr. d. österr. Ing.- u. Areb.-Ver. 1873, S. 191.
Varrugas-Viadukt mit anderen verglichen. Zeitsehr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 273.

[39]) Archiv f. Seewesen 1870, S. 281.

[40]) Veröffentliehungen derartiger Arbeitspläne sind nur seiten erfolgt. Ein älteres Beispiel bringt: Donau-Brücke der österr. Nordwestbahn. Zeitsehr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 301. (Bl. 24.)

Amerikanischer Brückenbau der Neuzeit. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 73, 255, 395.
Ohio-Brücke. Engineer 1877, Nov. S. 385.
Steiner. Brückenbauten in den Vereinigten Staaten. Wien 1878.
Amerikanischer und deutscher Brückenbau in Eison. Civiling. 1878, S. 497.
Hauptmethoden zur Aufstellung eiserner Brücken. Engng. 1880, Dez. S. 567.
Steiner. Über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7. Mit Abbild.

§ 13. Einrichten der Baustelle. Geräte. In betreff der Einrichtung des Bauplatzes kann auf § 6 des III. Kapitels verwiesen werden. Da die Montierungen auf festen Rüstungen vorherrschen, so werden meistens Anordnungen, wie an jener Stelle angeführt, auch für Zwecke der Ausführung eiserner Brückenträger Verwendung finden können. Beim Aufbau von Trägern ohne feste Rüstungen sind jene Anordnungen gleichfalls am Platze. Dahingegen lassen sich allgemeine Regeln in allen den Fällen nicht geben, wenn die Träger fern von der Baustelle montiert und nachträglich eingebracht werden.

Für die besonderen Zwecke der Montierung von eisernen Brücken, deren einzelne Teile, soweit dies die Transportmittel zulassen, schon in der Fabrik fertiggestellt wurden, sind bei gröfseren Bauwerken gewöhnlich nur Materialienschuppen und eine Schmiede erforderlich. Im Materialienschuppen finden die Werkzeuge und die kleineren Teile, wie Niete, Schrauben, Dorne ihren Platz, während die gröfseren, bereits zu einem Stück verbundenen Brückenteile möglichst nahe an die Verwendungsstelle transportiert werden. Die Schmiede dient hauptsächlich, um die Werkzeuge im stande zu erhalten und auszubessern; daneben ist sie aber so auszurüsten, dafs kleinere Umänderungen an Brückenteilen vorgenommen werden können. Die Herstellung von guten Zufuhrwegen zur Brückenbaustelle wird meistens schon vor Beginn der Bauarbeiten ins Auge gefafst sein. Für die Zwecke des Montierens baue man bei Eisenbahnbrücken die Schuppen in möglichster Nähe der Gleise, um weite Transporte zu vermeiden. Wenn thunlich, verlängere man das schon ausgeführte Gleis über das Montierungsgerüst, um auf kleinen Bahnwagen die Materialien bis zur Verwendungsstelle bringen zu können.[41])

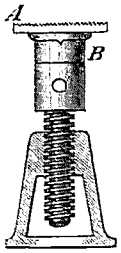
Was die Geräte und die maschinellen Hilfsmittel bei Ausführung eiserner Brücken anbelangt, so sind dieselben teils im III. Kapitel behandelt, teils werden dieselben eingehend im XIV. Kapitel des vierten Bandes dieses Handbuches (Baumaschinen) beschrieben. Je nach der Gröfse der Brücke und der Art der Aufstellung werden auch besondere Hilfsmittel notwendig. Dieselben sind nachstehend bei Beschreibung der besonderen Ausführungsarten kurz angegeben. Es erübrigt daher an dieser Stelle nur, diejenigen Geräte u. s. w. zu bezeichnen, welche regelmäfsig Verwendung finden.

Bei allen Brücken von irgend welcher Bedeutung ist die Verwendung von Krahnen unerläfslich. Gewöhnlich wird auf der Oberrüstung, welche dazu bestimmt ist, den Ausbau der oberen Gurtung vorzunehmen, ein Laufkrahn angebracht. Die Arbeit wird hierdurch wesentlich erleichtert, insofern es möglich wird, jedes Arbeitsstück an den ihm zukommenden Platz zu bringen und je nach Bedürfnis in der Lage zu erhalten. Liegt die Brücke hoch und werden die Materialien im Thale oder zu Schiff angefahren, so sind besondere Aufzugswinden anzubringen. Hebebäume, Flaschenzüge und Wagenwinden finden gleichfalls zahlreiche Verwendung und sind bereit zu halten.

[41]) Den Situationsplan einer Brückenbaustelle nebst Mitteilungen über die Hilfsvorrichtungen bringt beispielsweise: Eisoher. Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen. Mannheim 1869.

Als ein wichtiges Gerät für alle Montierungen auf festen Rüstungen ist die Schraubenwinde (auch Kopfschraube genannt) zu bezeichnen. Man benutzt dieselbe zur Unterstützung der Knotenpunkte der unteren Gurtungen. Dieselbe ist in Fig. 8 dargestellt. Das gufseiserne Untergestell überträgt den Druck auf die Unterlage und giebt die Führung für die Schraube ab. Der obere Kopf B der letzteren ist lose, sodafs derselbe nebst der Platte A die Drehung der Schraube nicht mitmacht. Vielfach giebt man dem oberen Aufsatz auch ein Kugelgelenk (Ulanenkopf). Der Hauptzweck der Schraubenwinden ist, etwaige Senkungen der Rüstungen durch Nachschrauben unschädlich zu machen. Wenn auch dieser Zweck durch Keillager teilweise erreicht werden kann, so ist die Schraubenwinde doch ungleich zweckmäfsiger und ermöglicht die Beseitigung etwaiger Höhendifferenzen viel leichter. Es sollte aus diesem Grunde, falls aus Ersparungsrücksichten die Unterstützung jedes Knotenpunktes durch eine Schraubenwinde unterlassen wird, mindestens doch jeder zweite eine solche Unterstützung erhalten, während die dazwischen liegenden Knotenpunkte auf Keillager gestellt werden.

Fig. 8.



M. 1:20.

Transportable Schmiedefener zum Warmmachen der bei der Montierung zu schlagenden Niete sind je nach Bedürfnis zu beschaffen.

§ 14. Montierungsarbeiten. Die nachstehend beschriebenen Montierungsarbeiten kommen der Hauptsache nach bei allen Brückengattungen vor und müssen deshalb schon an dieser Stelle besprochen werden. Wo die Arbeiten von besonderer Art sind, wie beispielsweise bei Drahtbrücken u. s. w., ist der allgemeine Arbeitsgang bei Besprechung derselben erörtert.

Durch Vereinfachung der Verbindungen lassen sich die Montierungsarbeiten wesentlich beschränken. Bei Anwendung von Bolzen sind dieselben viel einfacher als bei Nietverbindungen. Während die Konstruktionsart einzelner amerikanischen Brücken, wie schon erwähnt, es gestattet, selbst bei bedeutenderen Bauwerken die ganze Montierungsarbeit mit Hilfe eines Vorarbeiters und einer verhältnismäfsig geringen Anzahl körperlich gewandter Matrosen auszuführen, erfordert die hier übliche Konstruktionsart tüchtige, fachkundige Arbeiter auch auf der Baustelle. Nachstehend werden die umfangreicheren Arbeiten beschrieben; die Erleichterungen, welche sich bei Montierungen ohne Nietarbeit herausstellen, ergeben sich von selbst.

Auf dem Montierungsboden werden die Mittellinien der Gurtungen durch Einvisieren, bei gröfseren Brücken mit Hilfe eines Fernrohres, ausgerichtet und fixiert, sodann auf denselben die Knotenpunkte eingemessen und bezeichnet. Auf jeden Knotenpunkt wird eine Schraubenwinde gestellt und die Höhe der Kopfplatte mit Hilfe eines Nivellierinstrumentes bestimmt. Die Höhenlage der Köpfe der Schraubenwinden ist durch die auf der Zulage dem Träger gegebenen Überhöhung gegeben.

Diese Arbeit wiederholt sich mindestens täglich einmal und ist selbstverständlich für eine richtig auszuführende Montierung von gröfster Bedeutung. Durch Setzen des Montierungsgerüstes bei zunehmender Belastung, durch das Hin- und Herschieben der zusammengesetzten Brückenteile infolge von Temperaturveränderungen, durch unwillkürliche Stöfse und Erschütterungen ist ein fortgesetztes Nachrichten der geraden Linie und eine mit gleicher Sorgfalt täglich zu erneuernde Korrektion der Höhenlagen unerläfslich.

Die Eisen der unteren Gurtung, zunächst die durchgehenden, werden auf die Schraubenwinden gelegt. Bei kleineren Brücken genügt es, unter jeden Knotenpunkt eine entsprechend starke Kopfschraube zu setzen; bei gröfseren werden zweckmäfsig

zwei genommen. Bei den 127 m weiten Öffnungen der Waal-Brücke bei Nymwegen, deren Mittelfelder über 8 m lang sind, wurden nicht nur unter die Knotenpunkte je zwei Schraubenwinden gestellt, sondern aufserdem die Mitten der Gurtungen noch durch Keilstellungen unterstützt, welche letzteren behufs Ermöglichung der Längenausdehnung auf je zwei Rollen von 0,22 m Durchmesser ruhten.

Sind die Montierungsrüstungen wegen wiederholten Gebrauches zu versetzen oder sind aus sonst einem Grande Zimmerleute, wie sie bei jeder gröfseren Brückenbauanstalt für die Montierung fest angestellt sind, vorhanden, so wird das Zutragen des Materials zweckmäfsig von diesen besorgt, da dieselben hierin und im ersten Zulegen grofse Gewandtheit besitzen und auch für Anbringung der zur Aufrechtstellung von Winkeleisen u. s. w. erforderlichen Klötze und Keile direkt sorgen. Den Schlossern und Schmieden bleibt in diesem Falle das Ineinanderfügen und Zusammenarbeiten.

Die erste Verbindung an den Stöfsen erfolgt durch stählerne konische Dorne und Schrauben; die Knotenbleche zur Anbringung der Vertikalen werden gleich mit verdornt. So wird die untere Gurtung in richtiger Lage vollständig zusammengesetzt und, wenn alle Teile passen, vernietet. Die Dorne und Schrauben werden erst entfernt, wenn durch definitive Niete die provisorische Verbindung überflüssig geworden ist.

Hierauf beginnt das Einsetzen und provisorische Abstützen der Vertikalen und hiermit gleichzeitig hat das Zulegen der Quer- und Schwellenträger der Fahrbahn zu geschehen, falls dieselben zwischen die Vertikalen eingebaut sind. Ein späteres Einzwängen derselben ist wegen der vorspringenden Ecken der Winkeleisen unzulässig.

Die Quer- und Schwellenträger werden auf besondere Lager gestellt und in richtige Höhe gebracht. Durch Anschrauben und Verdornen ihrer Anschlufswinkel werden dieselben untereinander und mit den Vertikalen zu einem Ganzen zusammengefügt und dann vernietet.

In ähnlicher Weise erfolgt das Anbringen der Knotenbleche und der Eisen der oberen Gurtung. Das Zusammenlegen und Verbinden derselben hat bei gekrümmten Gurtungen von der Mitte aus gleichmäfsig zu geschehen, um etwaige Verschiebungen und seitliches Verdrücken zu verhindern, da alle Knotenpunkte mit Bezug auf eine Verschiebung in der Längsrichtung einstweilen unbehindert sind. Die Vernietung der oberen Gurtung vollendet die äufsere Umrahmung.

Den Schlufs bildet das Einziehen der Diagonalen. Dieselben sind nur an einem Ende zu bohren; das Bohren am anderen Ende ist behufs Herstellung der richtigen Spannung beim Montieren zu besorgen. Die Diagonalen werden zu diesem Zwecke an dem einen Ende fest verdornt und versehraubt und im ganzen möglichst gestreckt, wenn erforderlich durch Flaschenzüge. Sobald dies geschehen, werden am anderen Ende ein oder mehrere Löcher je nach der Gröfse der Diagonale vorgebohrt, so indessen, dafs die Löcher gegen die der Anschlufsplatten um etwas zurückstehen oder etwas kleiner sind. Wieder eingesetzt wird alsdann die Diagonale mit einem konischen Dorn angetrieben, bis die nötige Spannung erreicht ist, dann werden die anderen Löcher vorgezeichnet, gebohrt und aufgerieben, worauf die Vernietung erfolgt. Die Dorne werden erst, nachdem sämtliche Niete geschlagen, herausgenommen, die betreffenden Löcher aufgerieben und gleichfalls vernietet.

Ob die Diagonalen die richtige Spannung haben, erkennt man teils aus der Klangfarbe beim Anschlagen, teils daraus, dafs die Hebeschrauben bezw. Keillager locker zu werden beginnen. Dafs grofse Vorsicht bei diesem schwierigsten Teil des Montierens erforderlich, erhellt daraus, dafs es möglich wäre, einen ganzen Träger durch

übermäfsiges Anspannen in die Höhe zu treiben, während ein Lockerbleiben der Diagonalen eine ungenügende Beanspruchung derselben zur Folge haben würde.

Einem Aufsatz von Scharowsky[42]) entnehmen wir noch nachstehende Betrachtungen über die zweckmäfsigste Ausführung der Montierungsarbeit:

Die Methode, die untere Gurtung während des Montierens das noch unvernietete Material der oberen Gurtung u. s. w. allein tragen zu lassen, während die Verbindung mit der unteren Gurtung nur durch Schrauben und Dorne erfolgt, bat leicht eine Verdrückung der unteren Nietlöcher gegeneinander zur Folge, die nur durch scharfe Kontrolle unschädlich zu machen ist. Ebenso kommt es vielfach vor, dafs beide Gurtungen um ein kaum mefsbares Mafs gegeneinander verschoben sind, wodureb die wirklichen Abstände der Enddiagonalen abweichend voneinander und von den richtigen Konstruktionslängen ausfallen. Dieser Übelstand entspringt den Schwankungen des Gerüstes. Ein Mittel biergegen ist frühzeitiges Einziehen der Enddiagonalen. Ist dies nicht zulässig, so lasse man möglicbst viele Ansehlüsse zwischen Vertikalen und Gurtungen bis zum Einziehen der Enddiagonalen unvernietet, damit beim Bichtigstellen des Systems nocb eine Drehung in den Knotenpunkten möglich ist, ohne dafs dabei ein Konstruktionsteil verbogen wird. Ist auch dies nicht zulässig, so mufs die Lage der Vertikalen öfter, namentlich vor dem Vernieten der Knotenpunkte beobacbtet werden.

Sind die Diagonalen bereits an beiden Enden vorgebohrt, so empfiehlt es sicb, die an die Diagonalen angrenzenden Teile bis dahin, dafs erstere eingespannt werden, zwar einzubauen, aber nicht zu vernieten, damit eine sicb ergebende Fugendiffereuz auf mehrere Nietlöcher verteilt werden kann. Etwaige Gegendiagonalen sind erst einzusetzen, nachdem die Brücke vom Gerüst gelöst worden ist. Das Augenmerk ist darauf zu richten, dafs keine Gegendiagonale so stark gespannt werde, dafs dadurch eine Änderung in der Klangfarbe der Hauptdiagonale eintrete.

Sehliefslich sei noch erwähnt, dafs von manchen Monteuren, besonders bei kleineren Brückenträgern, der leichteren Bearbeitung wegen die Träger liegend vernietet werden und alsdann mit Hiife von Gerüstböcken aufgerichtet werden. Diese Methode ist unstatthaft, schon aus dem Grunde, weil alsdann die Diagonalen seitlich durchbiegen und beim Aufrichten der Träger unrichtige Spannungen eintreten.

Litteratur.

Brüeke St. Louis zu Paris. Ann. des ponts et chaussées 1863, März.
Besultate über die Konstruktion eiserner Brücken. Zeitscbr. f. Bauw. 1865, S. 331.
Überbau der Elbbräcke bei Meifsen. Zeitscbr. f. Bauw. 1868, S. 15.
Waag-Brücke nächst Tornocz in Ungarn. Allg. Bauz. 1871, S. 285.
Jolomltza- und Telega-Brücke. Zeitsehr. f. Bauw. 1872, S. 551.
Eisenbahnbrücke über die Douau bei Maria-Ort. Allg. Bauz. 1873, S. 193.
Elbbrücke der österr. Nordwestbahn. Allg. Bauz. 1871, S. 62.
Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn. Zeitsehr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hauuovor 1877, S. 225.
Herstellung von Eieenkonstruktionen. Engng. 1878, II. S. 375.

§ 15. Absteckungsarbeiten und Pfeileraufbau. Im § 20 des HI. Kapitels sind die gewöhnlich vorkommenden Absteckungsarbeiten beschrieben, welche in den meisten Fällen auch bei eisernen Brücken genügen werden. Es verdient indessen erwähnt zu werden, dafs es bei mancber der neueren eisernen Brücken nicht zu umgehen war, die dort unter 2. besehriebenen Messungen mit Drabt, Stahlbändern u. s. w. zu

[42]) Gegendiagonalen oder nlcht Gegendiagonalen. Deutsche Bauz. 1876, S. 246.

wählen, da bei den grofsen Weiten, welche durch eiserne Träger überspannt werden, und bei der Unmöglichkeit, eine genügend grofse Basis zur Anstellung trigonometrischer Messungen zu erhalten, nur dieser Weg übrig blieb.

Bei der Brücke über den Firth of Forth ergaben beispielsweise die trigonometrischen Messungen[43]) Differenzen bis 30 cm. Zur Festlegung der 518 m weiten Mittelöffnungen wurde deswegen diese Länge auf einer graden Streeke der North-British Railway mit grofser Genauigkeit abgemessen und jeder Endpunkt auf einem festen Gerüste angezeichnet. Zwischen diesen Gerüsten wurde unter Beobachtung der Temperatur ein stählerner Pianoforte-Draht mit 7,33 m Pfeil aufgehängt, auf den Endpunkten mit Marken versehen, dann vorsichtig aufgerollt, schlaff durch den Forth-Arm gelegt und schliefslich über genau gleich hohen Gerüsten am Ufer und anf der Insel Inchgarvie so angezogen, dafs der Pfeil von 7,33 m sich einstellte. Die Marken gaben nun die genauen Spannweiten an. Eine Kontrollmessung auf dem Lande ergab die andauernde Richtigkeit. Selbstverständlich mufsten die Messungen bei genau gleicher Temperatur vorgenommen werden, eine Abnahme derselben um 0,9° R. bewirkte eine wesentliche Minderung des Pfeiles. Ebenso liefs sich beim Nachlassen des im ganzen nur 4 kg schweren Drahtes um nur 6 mm eine zu tiefe Lage des Drahtes sofort erkennen.

In ähnlicher Weise wurde die 150,87 m weite Mittelöffnung der Cantilever-Brücke über den Niagara[44]) durch ein feines Stahlband gemessen, welches sowohl in der Brückenöffnung wie auf dem Lande durch Kniehebel und Gewichte belastet wurde. In diesem Falle ergab sich beim Einhängen des Mittelstückes der Brücke eine Differenz von nur 5,87 cm, von welcher es indessen nicht feststeht, ob dieselbe der Mefsmethode oder den kleinen Ausdehnungen beim Nieten an jeder einzelnen Stofsfuge der Gurtungen zuzuschreiben ist. Vergleiche auch § 26, Beispiel 2.

Nach Beendigung der Absteckungsarbeiten kann mit dem Pfeileraufbau begonnen werden. Die Arbeiten zur Herstellung gemauerter Pfeiler sollen an dieser Stelle nur insoweit Erwähnung finden, als zu einer Ergänzung des bereits im § 21 des III. Kapitels Gesagten notwendig ist. In fast allen Fällen können steinerne Pfeiler bis zur vollen Höhe, d. i. bis Oberkante der Auflagerquader fertiggestellt werden; ebenso werden auch die Widerlagsmauern bis zu dieser Höhe geführt, die Auflagerquader, in welche die Löcher für Steinschrauben u. s. w. vorher eingehauen sein müssen, richtig versetzt und mit den eisernen Auflagerplatten versehen. Das Vergiefsen der letzteren unterbleibt bis zur Einrichtung der fertigen Trägerkonstruktion, um notwendig werdende kleine Verschiebungen noch ausführen zu können.

Ungewöhnliche Aufstellungsmethoden bedingen Abweichungen von dieser Regel. Beispielsweise werden bei fast allen Hebungen von fertigen Trägern von der Thalsohle aus die Pfeiler erst nachträglich untergesetzt oder mindestens mit einem Schlitz aufgemauert, welcher der von dem fertigen Träger bedeckten Fläche entspricht. — Für Hängebrücken ergiebt sich für die zur Aufnahme der Kabel bestimmten Räume von selbst ein abweichendes Verfahren.

Bei Balkenbrücken wird die Vollendung des sogen. Kammermauerwerks der Widerlager meistens bis nach Fertigstellung der Träger verschoben. Dies ist bei Erbauung der Träger in richtiger Lagerstelle vielfach geboten, um die Nietkolonnen beim Schlagen in den Endfeldern nicht zu behindern oder um Materialbahnen in der Höhe der unteren

---

[43]) Deutsche Bauz. 1883, S. 530. Vergl. Engineer 1886, Okt., S. 281.

[44]) Deutsche Bauz. 1884, S. 293.

Gurtung beibehalten zu können. Werden aber die Träger eingefahren oder eingewalzt, so mufs das Kammermauerwerk fehlen, um provisorische Stützungen und bedeutendes Senken der Träger zu vermeiden.

Wie aus diesen wenigen Beispielen erhellt, ist der Pfeileraufbau in der Regel durch die Montierungsart bedingt.

Es erübrigt noch, die Aufstellungsweise der eisernen Pfeiler etwas eingehender zu behandeln. Wie in Kapitel XV besprochen, unterscheidet man je nach der Konstruktion Säulenpfeiler, Röhrenpfeiler, Wandpfeiler, Turmpfeiler und Gerüstpfeiler. Diese Unterschiede brauchen an dieser Stelle nicht beibehalten zu werden, da die Aufstellung von Pfeilern sehr verschiedener Konstruktion in ganz ähnlicher Weise vor sich geht. Manchen Arbeiten, welche den Pfeileraufbau betreffen, soll übrigens an dieser Stelle nicht näher getreten werden. Beispielsweise gehört die Behandlung der eisernen Wandpfeiler mit Schraubenpfählen mehr den Gründungen an, als diesem Kapitel. Auch die Röhrenpfeiler, geschehe deren Fundierung durch Senkschächte oder durch pneumatische Versenkung, fallen unter die nachstehenden Beispiele nur insoweit, als es sich um den oberirdischen Aufbau handelt. Man vergleiche übrigens Kap. XV, S. 35 u. 72.

Die Montierung eiserner Pfeiler ist wie diejenige der Träger ebensowohl unter Anwendung voller oder teilweiser Rüstungen als auch unter gänzlicher Hinweglassung derselben bewerkstelligt. Die vollständige Einrüstung bildet keineswegs die Regel; dieselbe erfolgt hauptsächlich nur dann, wenn die Pfeilergerüste gleichzeitig die Hilfsträger aufnehmen sollen.

Ein Beispiel dieser Art ist die auf T. V, F. 5[a u. b] dargestellte Pfeilerrüstung des Thalüberganges bei Angelroda. Die Aufstellung der Pfeilergerüste geschah mittels eines in die Mitte gestellten Mastbaumes, der am oberen Ende einen Flaschenzug trug, mit dessen Hilfe die Gerüstsäulen aufgerichtet und dann bis zur definitiven Verbindung provisorisch verstrebt wurden. Das Montieren begann mit der Aufstellung der eisernen Pfeiler. Die Eisenteile wurden mit Hilfe von an der Spitze der Turmgerüste angebrachten Flaschenzügen aufgezogen und so lange in ihrer Lage erhalten, bis ein provisorisches Verschrauben stattgefunden hatte; der Aufbau selbst geschah etagenweise derart, dafs nach jedesmaliger Aufstellung und provisorischer Verschraubung und Verdornung einer Etagenhöhe ein genaues Einrichten derselben vorgenommen wurde. Die Vernietung erfolgte erst, nachdem der ganze Pfeiler in dieser Weise fertig gestellt war, und genaue Abmessungen die richtige Lage aller Teile ergeben hatten. In ähnlicher Weise wurde auch der Viadukt über das Thal der Nidda bei Assenheim[45]) montiert.

Zahlreich sind die Fälle, in denen das Gerüst nur für eine Etage hergestellt wird, sodafs dasselbe auf dem jeweils fertig gestellten Eisenbau seine Stütze findet. Hier einige Beispiele:

Der Kinzua-Viadukt[46]) ist eine Gerüstbrücke von 626 m Länge und 91,80 m Höhe über der Thalsohle. Derselbe hat 20 eiserne Pfeiler, aus je vier auf steinernen Fundamenten ruhenden Säulen bestehend. Die vier Säulen stützen unmittelbar die festgelagerten Netzwerkträger von 11,64 m Länge und zugleich diejenigen von 18,60 m Länge, welche die Zwischenräume zwischen den Pfeilerwänden überbrücken. Die zur Konstruktion verwendeten Phoenix-Quadrant-Eisen von 25 mm Wandstärke, von denen je vier zu einer Säule von 0,23 m äufserem Durchmesser verbunden sind, gelangten in Längen von durchschnittlich 9,15 m zur Verwendung.

[45]) Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 72.

[46]) Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 310. — Deutsche Bauz. 1883, S. 418.

Zur Montierung wurden an den vier Eckpunkten der Pfeiler Rundhölzer von etwa 18 m Länge aufgestellt und mit Tauen gesichert. Mit Hilfe dieser Masten wurde das unterste, 11,59 m hohe Stockwerk montiert; dann wurden vier weitere Hölzer derselben Länge in halber Höhe der Säulen des unteren Stockwerkes befestigt, sodafs die Enden der Pfähle um 10,68 m über den Kreuzungspunkt der oberen Diagonalen emporragten. Über diese Pfähle wurden Sebwellen gestreekt und hieran das zweite Stoekwerk aufgestellt. Dieser Vorgang wiederholte sich für jedes Stoekwerk mit Ausnahme des obersten; letzteres wurde in zwei Hälften unten auf der Erde montiert und mittels eines Krabnes gehoben, welcher auf dem fertig gestellten Viaduktteile stand. Mit Hilfe des Krabnes wurden aucb die von den Enden her übergeschobenen Netzwerkträger verlegt.

Metallgewicbt der ganzen Brücke 15876 t; Kosten 1100000 M.

Ein ähnlicbes Verfabren wurde auch bei der Attock-Brücke über den Indus[47]) angewendet und mit einigen Abweiebungen beim Bau des Portage-Viaduktes[48]). Der letztere hat 10 Öffnungen à 15,24 m, zwei dergl. à 30,48 m und eine von 35,968 m. Der Abstand je zweier zu einem Pfeiler gebörigen, auf Mauerwerk rubenden Joche beträgt 15,24, deren oberer Abschlufs durcb die entsprechenden Träger erfolgt. Die Säulenelemente sind 7,624 m lang. Zwei Pfeiler sind 61 m, einer 49 m, die übrigen weniger als 15 m boeb. Hier reicbten Balkenlagen von Steinpfeiler zu Steiupfeiler und waren mit Brettern abgedeekt. Hierauf war eiue Rüstung von etwa 9 m Höhe erbaut, welche aus zwei an jeder Seite des Pfeilers stehenden Jochen gebildet wurde. Von den ausladenden Enden der Holme aus wurden mit Hilfe von Flascbenzügen die einzelnen Säulenelemente gehoben, in richtige Lage gebracht und durcb Anbringen der Längen- und Querverbindungen ausgesteift. Ein Rüstbaum von etwa 16 m Länge wurde sodann au jeder Säule befestigt; diese Bäume wurden benutzt, um den Holzboden und das Holzgerüst auf das nächste Pfeilergeschofs zu beben. Dasselbe Verfahreu wurde bei dem zweiten Gescbofs wiederholt u. s. w.

Beim Kistna-Viadukt[49]) bestebt jeder Pfeiler aus zwei gufseisernen Cylindern von reichlieb 3 m Durcbmesser an der Basis, 2,30 m am Kopf. Die Cylinder sind mit Beton ausgefüllt. Zur Herstellung derselben wurde nach Fertigstellung des untersten Absatzes eine Plattform rings um den Cylinder berum erbaut, welcbe an Armen bing, die auf einem auf der Betonmasse aufstehenden Gerüst ruhten. Nacb Fertigstellung je eines Absatzes wurde mit Hilfe eines Mastbaumes diese gauze Rüstuug entspreehend gehoben.

Bei Pfeileraufbauten ohne Rüstungen mufs zur Ermöglichung des Aufwiudens der Materialien ein fester Punkt zum Anbriugen des Flaschenzuges geschaffen werden. Mit Hilfe desselben werden alsdann die einzelnen Stücke so lange in ibrer Lage gehalten, bis ein provisoriseb Abstützen bezw. Verbinden mit den unteren bereits fertig gestellten Teilen geschehen ist. Am einfachsten ist es, wenn, wie bei der Erricbtung der Gerüstpfeiler des Viaduktes bei Angelroda (s. o.), ein Mastbaum mit einem am Kopfe befindlicben Flaschenzuge benutzt wird. Unter Umständen mufs dieser Mastbaum, welcher an den fertigen Säulen durcb eiserne Bänder befestigt werden kann, beim Fortschreiten des Baues entspreebend gehoben werden. In dieser Weise wurden beispielsweise die eisernen Gitterpfeiler der Rondout-Brücke[50]) montiert.

---

[47]) Engng. 1884, Dez., S. 540.

[48]) Engng. 1876, Mai. — Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 142. Vergleiche auch Kap. XV, S. 72.

[49]) Engng. 1871, April, S. 285.

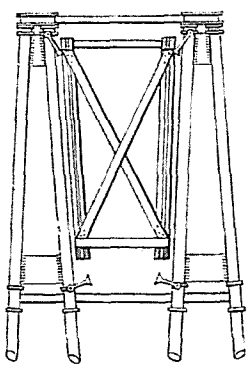
[50]) Scientific American 1884, Suppl. 21. Juni, S. 7050. Mit Abbild.

Beim Bau des Varrugas-Viaduktes[51]) wurden zur Schaffung des Stützpunktes Kabel gezogen. Die Beschreibung dieses interessanten Baues möge hier folgen; vergl. T. V, F. 7.

Der Varrugas-Viadukt (siehe Kap. XV, S. 6) liegt in der Lima- und Oraga-Bahn in Peru. Die Brücke besteht aus drei eisernen Pfeilern, vier isolierten Überbauten (einer von 38,1 m und drei von 30,5 m Stützweite) und zwei Widerlagern. Letztere sind je etwa 13 m hoch; die drei Pfeiler haben eine Höhe von bezw. 54,25 m, 76,81 m und 44,20 m. Dieselben sind in der Brückenrichtung gemessen je 15,25 m lang und durch Träger abgedeckt; die obere Breite ist 4,57 m mit einem Anlauf von 1:12. Jeder Pfeiler wird gebildet von drei M-förmigen Wänden, welche aus schmiedeisernen, im Querschnitt aus 6 Segmenten bestehenden Säulen hergestellt sind. Diese sind alle 7,63 m gestofsen und hier mit angeschraubten gufseisernen Verbindungsbüchsen versehen.

T. V, F. 7 zeigt eine Seitenansicht während des Baues, zugleich mit den provisorischen Kabeln u. s. w., Fig. 9 einen Querschnitt mit Endansicht der provisorischen Überbrückung. *A* und *D* (F. 7) sind zwei Holzpfeiler, welche auf dem Boden hinter den Widerlagern errichtet waren. Dieselben hatten eine Höhe von etwa 10 m. Die Holzpfeiler trugen zwei Eisenkabel, welche oberhalb der Trägerlinien gelegt und an tief eingegrabenen Holzpfählen jenseits der Widerlager verankert wurden. Jedes Kabel war mit einer Laufrolle *b* versehen, an der sich ein Flaschenzug befand, dessen Seil über den Bock *D* hinweggeführt und an der Trommel einer Winde bei *E* befestigt war. In ihrer Stellung wurden die Laufrollen durch über den Bock *A* geführte Seile erhalten, welche gleichfalls an Winden befestigt waren, um die Stellungen der Rollen regulieren zu können. Ein dritter Holzbock *a* wurde mit dem Fortschreiten des Baues auf Pfeiler 1 bezw. 2 gesetzt, um die Spannweite des Kabels zu kürzen; e_1 bezw. e_{11} sind die entsprechenden Kabellagen. Der provisorische Träger *H* war bestimmt, die definitiven Träger während des Zusammenbauens zu stützen. Derselbe wurde erst benutzt, nachdem alle Pfeiler und Öffnung 1 montiert waren. Konstruiert wurde derselbe aus Tannenholz mit eisernen Zugbändern. Seine Breite war so bemessen, dafs er zwischen die inneren Säulen der Pfeiler hineinpafste, s. Fig. 9.

Fig. 9.



Beim Errichten von Pfeiler No. 1 wurden je zwei zusammengehörige Säulen mit ihren Streben, Bändern u. s. w. zusammengesetzt, sodann an den Fufsenden gegen Verschiebung gesichert und mit Hilfe des Flaschenzuges aufgerichtet und demnächst abgespreizt. Später erfolgte die Verbindung der einzelnen Säulenpaare unter sich.

Als Pfeiler No. 1 fertig war, wurde Träger No. 1 montiert und zwar auf einer Rüstung, die vom Boden aus gebaut war. Der Bock *a* wurde sodann aufgesetzt, Pfeiler No. 3 errichtet und zuletzt Pfeiler No. 2. Die drei Stück Träger von je 30,5 m Weite wurden auf dem schon erwähnten provisorischen Träger montiert, welcher von einer Öffnung in die andere transportiert wurde, indem das vordere Ende an der Rolle hing und das hintere Ende von der fertigen Eisenkonstruktion getragen wurde.

Im ganzen sind in der fertigen Konstruktion 68175 kg Gufseisen und 536200 kg Schmiedeisen enthalten. Die Kosten betrugen:

---

[51]) Engng. 1872, April. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 29; 1875, S. 273.

1.	Für sämtliche Bestandteile der eisernen Pfeiler- und Brückenträger frei an Bord im Hafen von New-York	411680 M.
2.	Für Fracht einschl. Seeversicherung, Kommission, Landungsspesen u. s. w. bis auf den Bauplatz	65920 „
3.	Für Vorrichtungen und Gerüste behufs Aufstellung .	31520 „
4.	Für die Aufstellung	39520 „
		548640 M.

Der Bau wurde am 17. September 1872 begonnen und am 1. Januar 1873, mithin in 88 Tagen, beendet. Vernietungen kamen nicht vor.

Es mufs schliefslich noch erwähnt werden, dafs in einzelnen Fällen der zum Pfeileraufbau ohne Rüstungen erforderliche Stützpunkt auf den Enden übergeschobener Träger geschaffen ist, so z. B. beim Viadukt über die Saane bei Freiburg und beim Bouble-Viadukt.[52]) Dieses Verfahren ist verwerflich, da diese Träger beim Überrollen ohnedies schon über Gebühr angestrengt werden und eine Belastung des freien Endes, sowie längere Andauer dieses Zustandes nachteilig ist. Aus diesem Grunde wurde beim Bau des Iglava-Viaduktes diese Art der Pfeileraufstellung seitens der Bauleitung der österreichischen Staatseisenbahn-Gesellschaft untersagt.

Litteratur.

Viadukt über das Thal der Iglava. Verwendung sogen. Fluggerüste. Allg. Bauz. 1870, S. 173.
Vier Viadukte mit gufseisernen Pfeilern und schmiedeisernem Überbau. Montierung der Pfeiler von den übergeschobenen Trägern aus. Ann. des ponts et chaussées 1870, I.
Portage-Viadukt. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, No. 14.
Alto Tay-Brücke bei Dundee. Engng. 1876, Mai, S. 371. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, No. 35 u. 36.
Pfeiler der Severn-Brücke. Engng. 1879, Okt., S. 315. — Engineer 1879, Okt., S. 303.
Pfeiler der Strafsenbrücke über den Prescumpscot-Flufs. Transact. of the amer. soc. of civ. eng. 1879, Sept., S. 244.

§ 16. Konstruktion der Montierungsgerüste. Die Montierungsgerüste sind derart zu konstruieren, dafs ein genügend grofser Arbeitsraum geschaffen wird, auf welchem neben dem zu erbauenden Träger auch die erforderlichen Geräte und Maschinen Platz finden können. Der von dem Träger ausgeübte Druck darf keine wesentlichen Veränderungen der Form des Gerüstes herbeiführen.

Das Gerüst besteht im allgemeinen aus der Tragkonstruktion mit dem Arbeitsboden und den zur Herstellung des Überbaues sonst noch erforderlichen Aufbauten, namentlich dem Oberboden bezw. auch einem oder mehreren Mittelböden. Die letzteren Gerüstteile sind nachstehend als Obergerüst bezeichnet.

Für den eigentlichen Arbeitsboden und das bei gröfseren Brücken erforderliche Obergerüst kann für jede Ausführung, ganz einerlei wie der Hilfsträger beschaffen ist, eine bestimmte Konstruktion, welche meistens durch die Trägerform gegeben ist, vorgesehen werden. Bei einer vergleichenden Berechnung der Bauart des Gesamtgerüstes kann mithin für diesen Teil ein nach Mafsgabe der Verhältnisse von vornherein festgestellter Betrag in Rechnung gestellt werden; die vergleichende Berechnung hat sich nur auf die Konstruktion des Unterbaues, der Joche, Hilfsträger u. s. w. zu erstrecken.

Die Konstruktion der Hilfsträger ist naturgemäfs sehr mannigfach und richtet sich vornehmlich nach den örtlichen Verhältnissen. Während man bei niedrigen Brücken und

[52]) Ann. des ponts et chaussées 1870, I. S. 469. — Civilingenieur 1870, S. 469.

festem Untergrunde durch provisorische Schwellenstapel oder eine Reihe niederer Joche und aufgelegte Holzbalken ein solides Montierungsgerüst herstellen kann, wird man bei hohen Brücken und in schiffbaren oder reifsenden Strömen auf Vermeidung von Jochen bezw. Pfeilern Bedacht nehmen müssen und dementsprechend stärkere provisorische Träger konstruieren oder auch die ganzen Öffnungen provisorisch überbrücken. Selbst in einer und derselben Öffnung der definitiven Brücke finden unter Umständen verschiedene Konstruktionen des Unterbaues zweckmäfsig Verwendung, vergl. F. 4^{a-c}, T. VI.

Ein Hauptaugenmerk ist darauf zu richten, dafs die Knotenpunkte des zu vernietenden Trägers, welche bei dem Montieren auf Windeseilen oder Keillagern aufruhen, soviel als möglich direkt gestützt werden, sei es unmittelbar durch Pfahljoche oder durch die Anordnung der Streben bei Sprengwerken oder durch die Vertikalen bei gegliederten Systemen. Aus gleichem Grunde sind mindestens unter jedem Knotenpunkte genügend starke Balken einzuziehen. Hieraus ist ohne weiteres ersichtlich, dafs die Montierung am solidesten ausgeführt werden kann, wenn möglichst viele Knotenpunkte des Gerüstes direkt durch Joche gestützt werden, da eine gleiche Steifigkeit sich bei einem Hilfsträger nicht erzielen läfst. Es sind deshalb in neuerer Zeit selbst bei bedeutenden Höhen vielfach Gerüstbrücken, welche den amerikanischen *trestle works* nachgebildet waren, in Anwendung gebracht.[53]) Ein Beispiel dieser Art bietet das Aufstellungsgerüst F. 5^{a}, T. VII, sowie Fig. 16 in § 18.

Ein Beispiel einfachster Konstruktionsart eines Hilfsträgers ist in F. 1^{b}, T. VIII dargestellt. Genügt der einfache oder armierte Balken nicht, so kann durch Kopfbänder oder schräge Stützen dem Träger hinreichende Festigkeit gegeben werden (F. 2^{a} u. 6^{a}, T. V); bei gröfseren Weiten findet das einfache Sprengwerk vielfach Anwendung, siehe F. 1 u. 5, T. V; F. 5, T. VIII. Müssen gröfsere Weiten mit Hilfsträgern überbaut werden, so sucht man meistens sowohl zur Verminderung der in Berechnung zu ziehenden Stützweite wie zur Vermehrung der Steifigkeit durch Einbauen von schrägen Stützen die Spannweite zu verringern. F. $3^{a u. b}$ und F. $4^{a u. b}$, T. V veranschaulichen dies.

Gröfsere Lichtweiten als 30 bis 35 m werden selten durch Hilfsträgerkonstruktionen aus Holz überspannt. Wollte man weiter gehen, so würden in den meisten Fällen wieder besondere umfangreiche Vorkehrungen notwendig werden, um derartige Hilfsträger erbauen zu können oder es müssen dieselben eingefahren werden, wie beispielsweise bei der Brücke über den Sorocaba-Flufs in Brasilien geschehen, bei welcher der 47 m lange hölzerne Hilfsträger auf Pontons eingefahren wurde.[54]) Vergleiche auch Beispiel No. 4 in § 18. Aber auch abgesehen hiervon sind die Hilfsträger zu leicht Veränderungen durch Hitze, Nässe u. s. w. unterworfen und empfehlen sich aus diesen Gründen nicht. Ein kontinuierlicher Träger über zwei Öffnungen von mehr als 50 m Spannweite wurde beim Aufbau der Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa benutzt.[55]) Die schlechten Erfahrungen, welche man mit demselben gemacht hat, sind in der unten angegebenen Quelle näher dargelegt.

Hölzerne Hängewerke haben verhältnismäfsig wenig Verwendung gefunden. Ein einfaches Beispiel dieser Art bietet F. 2^{a-c}, T. VIII.

Mufs in einem grofsen Montierungsgerüst eine Öffnung von erheblicher Weite für die Schiffahrt freigelassen werden, so wird dieselbe zweckmäfsig mit eisernen Trägern

---

[53]) Beispiele: Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 90; Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 158.

[54]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 78.

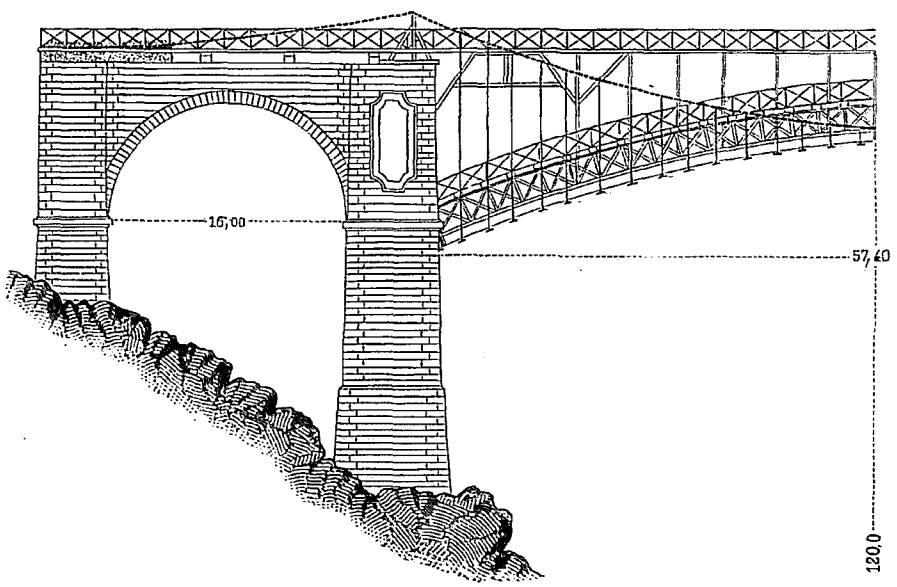
[55]) Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 470.

eingerüstet, s. F. I^{a-d}, T. VI. Überhaupt sind bei Öffnungen über 30 m Spannweite, welche durch Zwischenjoche nicht unterbrochen werden können, thunlichst eiserne Hilfsträger anzuwenden. Mehrere Beispiele sind auf T. VI, sowie in F. 4^{a-c}, T. VII wiedergegeben. Über die Herstellungsweise dieser Träger wird in einem späteren Paragraphen eingehend gesprochen; selbstverständlich müssen besondere Montierungsgerüste zur Aufstellung derselben wenn möglich vermieden werden.

Um ein Beispiel von der Ausführung einer gröfseren und unter schwierigen örtlichen Verhältnissen hergestellten hölzernen Hilfsbrücke zu geben, sei der Bau der Brücke von El Kantara bei Constantine in Algier[56]) kurz beschrieben.

Bei der an Stelle einer alten steinernen erbauten Brücke wurden die massiven Seitenöffnungen beibehalten. Die Mittelöffnung wurde durch gufseiserne Bogen von 57,4 m Spannweite überbrückt. Die überbrückte Schlucht ist an der Baustelle 120 m tief; die obere Breite derselben ist 100 m; die Wände sind in dem oberen Teil mäfsig geneigt, fallen aber in dem unteren Teil fast senkrecht bis zu dem nur wenige Meter breiten Flufsbett herab. Deswegen konnten nur die seitlichen Steinpfeiler als Stützpunkte zur Anbringung bezw. Aufstellung von Gerüsten benutzt werden.

Fig. 10.



Behufs Ausführung der Brücke spannte man zunächst Kabel über die Schlucht und fügte an dieselben Hängestangen zum Tragen einer Notbrücke. Diese Notbrücke hatte Bogenform und diente zur Aufstellung des eigentlichen Montierungsgerüstes, s. Fig. 10. Die Kabel bestanden aus vier Gliederketten von 0,048 m starkem Rundeisen mit einem Gewicht von 50,43 kg f. d. lfd. m. Sie wurden über starke hölzerne, mit Eisen beschlagene Böcke geführt, welche auf den Widerlagern aufgestellt waren. Die Enden waren gegen Mauerwerkskörper mit vorgelegten Ankerplatten abgestützt. An diesen Kabeln hingen 120 Hängestangen mit einem Gesamtgewicht von 1550 kg, und letztere trugen die mit einem Dielenboden belegten Unterzüge.

Mit Hilfe dieser Notbrücke wurde das Montierungsgerüst erbaut. Dasselbe bestand aus vier einzelnen Bogenrippen, welche sich gegen die Auflagersteine der Widerlager stützten und durch Riegel und Andreaskreuze fest miteinander verbunden waren. Jeder der vier Holzbogen war unmittelbar unter dem zu montierenden Gufsbogen angebracht; der fünfte mittlere Gufsbogen wurde nicht direkt gestützt, sondern erst, nachdem die vier äufseren Bogen montiert waren und eine Entlastung des Montierungsgerüstes stattgefunden hatte, auf mit dem letzteren verbundenen Querhölzern aufgestellt.

[56]) Nouv. ann. de la constr. 1886, Dez.

Die das Montierungsgerüst bildenden Holzbogen hatten 2,04 m Höhe und waren aus gut verbundenem Fachwerk gebildet. Auf ihnen angebrachte, gegeneinander abgespreizte Stützen trugen eine Hilfsbrücke zur Aufnahme des Laufkrahnes. Vollständige Dielenboden mit Geländern waren sowohl auf dem Montierungsgerüst, wie auf der Laufkrahn-Brücke hergestellt. Das Montierungsgerüst wurde auf der Notbrücke mittels untergelegter Keile erbaut. Nach Wegnahme der letzteren fand eine Entlastung der Kabel statt, welche behufs der späteren Abrüstung einstweilen nicht entfernt wurden.

Nach diesen Vorbereitungen war die Montierung der eisernen Bogen eine leichte. Die Bogen wurden gleichfalls auf Keile gestellt, bis sie vollständig verbunden waren; nachdem dies geschehen, wurde das Montierungsgerüst für die fernere Arbeit überflüssig, nur die Notbrücke diente noch zur Erleichterung der Schlufsarbeiten.

Im einzelnen verdient bezüglich der Hilfsbrücken noch folgendes hervorgehoben zu werden: Die Stützen, gewöhnlich Rammpfähle, müssen so fest stehen, dafs ein Einsinken nach Aufbringen der Belastung tunlichst vermieden wird. Gegen die Wirkung der Strömung, des Windes u. s. w. sind dieselben so zu verstreben, dafs keine bedeutenden Schwankungen und Erschütterungen eintreten können. Eisbrecher sind überall da anzubringen, wo das Montierungsgerüst den Winter über im Strome stehen bleiben mufs. In diesem Falle ist durch öfteres Aufbauen des Eises um die Joche herum zu verhindern, dafs ein Auffrieren der Pfähle stattfinde.

Was die Höhenlage der Hilfsbrücke anbelangt, so findet dieselbe vielfach ein Auflager auf dem fertigen Pfeiler. Bei diesem Verfahren werden Joche neben den Pfeilern zwar erspart, indessen mufs alsdann meistens die eigentliche Brückenkonstruktion nachträglich gesenkt werden. Dies läfst sich vermeiden, wenn Joche neben den Pfeilern errichtet werden und die Höhenlage des Arbeitsbodens so gewählt wird, dafs unter Berücksichtigung der aufzustellenden Schraubenwinden und Keillager der Träger in genau definitiver Lage montiert wird. In den meisten Fällen werden die Joche auch beim Pfeileraufbau schon zweckmäfsige Verwendung finden können.

Den oberen Abschlufs der Hilfsträger bildet der Arbeitsboden. Die Plattform desselben ist in solcher Breite herzustellen, dafs aufserhalb der Trägerkanten mindestens noch ein Meter breit Raum als Arbeitsplatz verbleibt, um sowohl die Arbeiter zu sichern, als auch, namentlich bei Flüssen, den Verlust von Arbeitsgerät zu verhüten.

Das Obergerüst wird anschliefsend an die Konstruktion des Hilfsträgers oder ganz selbständig oberhalb des Arbeitsbodens erbaut. Für die Anordnung desselben ist zu beachten, dafs das Vernieten der unteren Gurtung durch die Binderstiele und Streben nicht behindert werden darf, ebensowenig darf durch die obere Balkenlage und den oberen Querverband der Binderstiele das Einziehen der Diagonalen erschwert werden.

Fig. 11 *a*. M. 1:200.

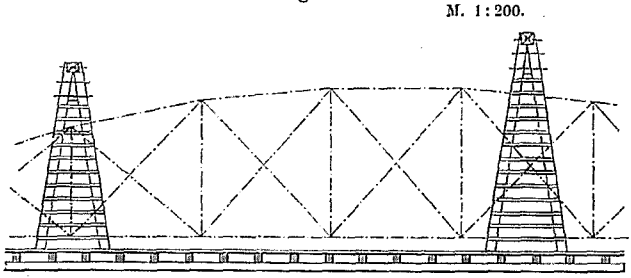
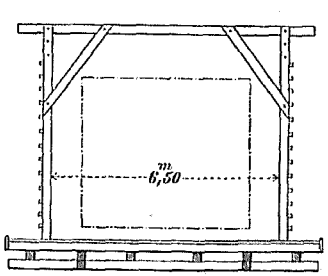


Fig. 11 *b*.



Bei kleineren Brücken wird das Obergerüst mitunter entbehrlich, alsdann wird das Arbeitsgerüst durch verschiebbare Böcke ersetzt. Diese Böcke sind in Fig. 11 *a* und 11 *b* dargestellt und bestehen aus zwei Paar gegeneinander geneigten Balken, welche durch

einen Holm und Eckstreben verbunden sind. Zahlreiche Querleisten an den beiden Pfosten ermöglichen je nach Bedürfnis vermittels durchgeschobener und mit Brettern belegter Balken ein Verändern der Höhenlage des Arbeitsbodens.

Eine eingehendere Beschreibung der Oberrüstung dürfte entbehrlich sein, da die auf den Tafeln V, VI und VII wiedergegebenen Beispiele die Konstruktion genügend veranschaulichen. Es möge nur noch hervorgehoben werden, dafs bei Erbauung hölzerner Hilfsbrücken jede unnötige Verschneidung von Hölzern zu vermeiden ist, um die letzteren späterhin wieder verwenden zu können.

Litteratur.

Fischer. Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigsbafen. Mannheim 1869.

Donau-Brücke der österr. Nordwestbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 301.

Montierung der internationalen Brücke über den Niagara zu Buffalo. (Dieselbe erfolgte auf Gerüsten, welche auf Pontons standen; durch Einlassen von Wasser warden die Träger auf die Auflager herabgelassen.) Journ. of the Franklin Institute 1873, Sept., S. 147.

Steiner. Über den gegenwürtigen Stand des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7. Mit Abb.

§ 17. Berechnung der Gerüste. Die von einem Hilfsträger aufzunehmende Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht des Trägers mit der etwa erforderlich werdenden Oberrüstung und dem Gewicht des zu montierenden Trägers einschl. Gewicht der Hilfsmaschinen, Transportwagen u. s. w., für welche Gewichte die ungünstigsten Stellungen anzunehmen sind. Hierbei haben indessen diejenigen Konstruktionsteile, welche erst nach Fertigstellung der eisernen Träger aufgebracht werden, wie z. B. Fahrbahntafel, Gleise u. s. w. keine Berücksichtigung zu finden.

Da nach den Erörterungen im vorigen Paragraphen es sich vielfach empfiehlt, die Spannweiten durch zwischengesetzte Joche (Wände) zu verringern, so sind zunächst einige Bemerkungen über die einzurammenden Pfähle am Platze. Bekanntlich pflegt die Last $\mathfrak{L}$, welche ein eingerammter Pfahl vom Gewicht Q mit vierfacher Sicherheit gegen Einsinken tragen kann (wenn P das Gewicht des Bären, h die Fallhöhe des Rammbären, e das Mafs, unter welchem der Pfahl bei dem letzten Schlage eingedrungen ist), wie nachstehend angenommen zu werden.[57])

$$\mathfrak{L} = \frac{1}{4} \cdot \frac{h \cdot P^2 Q}{e\,(P+Q)^2}$$

und hieraus

$$e = \frac{1}{4} \cdot \frac{h \cdot P^2 Q}{\mathfrak{L}\,(P+Q)^2}.$$

Wie schon in der unten angegebenen Quelle näher ausgeführt, werden in der Praxis die Pfähle meistens weit geringer belastet. Speciell bei den provisorischen Bauten zu Montierungszwecken werden die Pfähle, um dieselben leichter wieder herausziehen zu können, weniger stark eingetrieben und man macht bei Aufstellung der Entwürfe für Rüstungen, falls nicht besondere Fälle ein anderes erheischen, die Annahme, dafs ein Pfahl von 30 cm Durchmesser, sobald derselbe in einer sogenannten Hitze nur noch wenig anzieht, 10000 kg mit Sicherheit tragen könne.

Die Beanspruchung des zu den Hilfsträgern zu verwendenden Holzes soll im allgemeinen 100 kg f. d. qcm, die der Eisenteile 800 kg f. d. qcm nicht übersteigen. — Falls es bei hohen Gerüsten erforderlich wird, die Standfestigkeit desselben gegen Winddruck zu prüfen, kann ein Druck von 200 kg f. d. qm Fläche in Rechnung gestellt werden, vergl. Kap. VII, § 4.

---

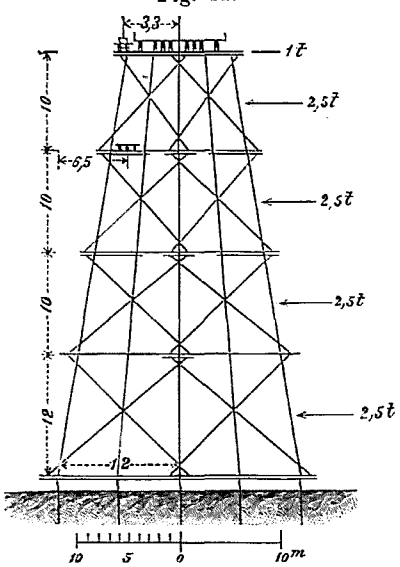
[57]) Handbuch d. Ing.-Wissensch. Bd. I (2. Aufl.), Kap. VII, S. 305.

In eine Berechnung der einzelnen vorkommenden Hilfsträger kann an dieser Stelle nicht eingetreten werden; es wird genügen, wenn einige aus der Praxis entnommene Beispiele hier wiedergegeben werden.

1. Pfeiler- und Trägergerüst für den Viadukt über das Kübelbach-Thal.[58]) Das Gerüst wurde für den dreifachen Zweck der Steintransporte, des Aufziehens und Versetzens der Steine und der Montierung des eisernen Überbaues konstruiert.

Nach einer vorgängigen vergleichenden Berechnung wurde das Gerüst aus einzelnen vertikalen Jochen von 10 m Geschofshöhe erbaut. Die einzelnen Geschosse wurden in der Weise angeordnet, dafs drei mittlere Ständer in einer oberen Entfernung von 2,5 m die Last des eisernen Überbaues aufnahmen, an welche sich zu beiden Seiten und in gleichen Abständen zwei weitere anreihten, die, nach aufsen divergierend, zugleich zur Erhöhung der Standfestigkeit des Gerüstes und zur Unterstützung des Transportgleises dienten, siehe Fig. 12. Den oberen Abschlufs der Joche bildeten doppelte und verdübelte, aus zwei $^{25}/_{25}$ cm starken Hölzern bestehende Pfetten, welche mittels Saiteihölzern den auf acht verzahnten Längsträgern ruhenden Montierboden trugen. Die inneren sechs Träger waren durch den eisernen Überbau belastet. Die Joche standen je 10 m voneinander entfernt; in dieser Ausdehnung trugen sich die erwähnten Längsträger frei. Die Inanspruchnahme der letzteren, welche bei einer Stärke von $^{25}/_{60}$ cm das Gewicht einer Tragwand von 1275 kg f. d. lfd. m zu tragen hatte, bestimmte sich folgendermafsen:

Fig. 12.



Angriffsmoment der durch die aufzunehmende Eisenkonstruktion verursachten Belastung in der Mitte der verzahnten Träger $= \frac{12{,}75 \times 1000^2}{8} = 1\,593\,800$ kgcm. Hierzu das Angriffsmoment des Eigengewichtes, welches samt Dielenbelag und zufälliger Belastung während der Arbeit zu 990 kg f. d. m angenommen wurde, $= \frac{9{,}90 \times 1000^2}{8} = 1\,237\,500$ kgcm, daher Gesamtangriffsmoment $= 2\,831\,300$ kgcm. Das Widerstandsmoment der drei verzahnten Träger (zu $^3/_4$ desjenigen der vollen berechnet), auf welche sich die obere Belastung verteilt, ist $3 \times \frac{3}{4} \times \frac{25 \cdot 60^2}{6} = 33\,750$ kgcm, somit beträgt die Beanspruchung $\frac{2\,831\,300}{33\,750}$ $= 84$ kg f. d. qcm.

Der Durchmesser der mittleren Ständer wurde in dem oberen Geschofs zu 28 cm in der Mitte bestimmt. Die gröfste Druckspannung derselben berechnet sich nach der Schwarz'schen Knickungsformel:

$$\beta = \frac{P}{F}\left(1 + 0{,}0002\,\frac{Fl^2}{J}\right),$$

wobei P mittlere Belastung des Ständers $\left(\frac{2 \cdot 10 \cdot 2265}{3} = 15\,100\text{ kg}\right)$, F den Querschnitt $(= 616$ qcm), l die freie Knickungslänge $(= 10$ m) und J das Trägheitsmoment des Querschnittes $\left(\frac{d^4\pi}{64} = 30\,000\right)$ bezeichnen.

Demnach $\beta = \frac{15\,100}{616}\left(1 + 0{,}0002\,\frac{616 \cdot 1000^2}{30\,000}\right) = 125$ kg f. d. qcm.

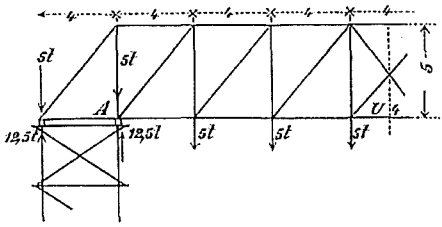
In ähnlicher Weise wurden die mittleren Pfosten der unteren Geschosse belastet; infolge des vermehrten Druckes nach unten berechneten sich die Durchmesser derselben für das zweite Geschofs zu 30 cm, für das dritte zu 32 cm, für das vierte zu 35 cm.

Durch Längshölzer u. s. w. war für genügende Steifigkeit in der Längsrichtung gesorgt. Es erübrigte nur noch, das Gerüst hezüglich seiner Standfestigkeit gegen Winddruck zu prüfen. Der in Fig. 12 dargestellte Belastungsfall wurde als der ungünstigte erkannt. — Es berechnete sich das Gewicht des Gerüstes in dem vierten Geschofs zu 22 t, in dem dritten zu 10 t, in dem zweiten zu 10,5 t, in dem ersten zu 11 t, das Gewicht der Diensthahn zu 6,60 t. Der Winddruck ergab sich unter der Annahme eines Druckes von 200 kg f. d. qm auf die Längsträger der vierten Etage zu 1 t, auf eine Reihe von Wagen ebenfalls zu 1 t, auf je eine Etage des Joches zu 2,5 t. Bei den angenommenen Dimensionen (s. Fig. 12) berechnet sich nun der nachstehende Überschufs des statischen Momentes des Gerüstes gegenüber dem auf Umkanten wirkenden Moment des Windes in Bezug auf den Fufspunkt:

$$12\,(22 + 10 + 10{,}5 + 11) + 6{,}5 \times 6{,}6 - 2{,}5\,(37 + 27 + 17 + 6) - 1 \cdot 42 - 1 \cdot 43 = 382{,}4\text{ tm}.$$

[58]) Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 158.

Fig. 13.



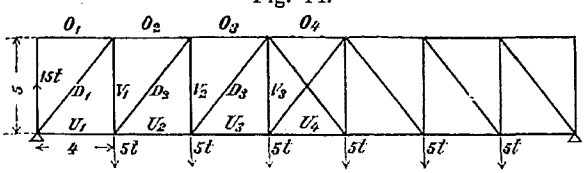
2. Der Berechnung des in Fig. 13 in den Hauptlinien dargestellten Gerüstes wurden folgende Annahmen zu Grunde gelegt: Das zu verwendende Holz ist nur mit 70 kg f. d. qcm belastet worden. Es ist die Konstruktionshöhe der Gerüstträger zu 5 m, die Felderlänge zu 4 m angenommen. An jedem Knotenpunkt waren von beiden Hilfsträgern aufzunehmen:

Gewicht der Eisenkonstruktion .	6400 kg
Gewicht des Gerüstes	3600 „
	10000 kg.

Die Tragwände liegen zu beiden Seiten der Hauptträger, sodafs jeder 5000 kg an einem Knotenpunkte zu übernehmen hatte.

Falls der Punkt A fest genug ist, d. h. sich nicht nennenswert senkt, bleibt nur die Tragfähigkeit des zwischen diesem Punkte und dem entsprechenden an der anderen Seite liegenden Trägerstückes rechnerisch nachzuweisen. Tritt indessen der wahrscheinlichere Fall ein, dafs eine Pfahlreihe allein nicht im stande ist, die Last zu tragen, sondern die zweite Pfahlreihe in gleicher Weise belastet wird (worauf auch die Unterbau-Konstruktion eingerichtet ist), so müssen die gewählten Stärken selbst für diesen Fall ausreichen.

Fig. 14.



a. Im ersten Falle ist die Trägerlänge 28 m; die Lastverteilung ist in Fig. 14 angegeben. Es ist (ohne Rücksicht auf die Vorzeichen),

$$O_2 = U_1 = 15000 \cdot \tfrac{4}{5} = 12000 \text{ kg}$$
$$O_3 = U_2 = (15000 \cdot 2 - 5000)\tfrac{4}{5} = 20000 \text{ kg}$$
$$O_4 = U_3 = (15000 \cdot 3 - 5000 \cdot 3)\tfrac{4}{5} = 24000 \text{ kg}$$
$$U_4 = (15000 \cdot 4 - 5000 \cdot 6)\tfrac{4}{5} = 24000 \text{ kg}.$$

Anzunehmen sind zwei Balken 28/16 cm mit rund 900 qcm Quersebnitt (unter Berücksichtigung von etwas Waldkante). Es tritt mithin eine Spannung von $\frac{24000}{900} = 26{,}6$ kg ein oder im schlimmsten Falle, wenn nur ein Balken die Kräfte aufnimmt, eine solche von 53,2 kg. —

$V_1 = 15000$ kg; erforderlicher Querschnitt $\frac{15000}{700} = 21{,}4$ qcm;

derselbe wird gedeckt durch zwei Rundeisenstangen von 3,7 cm Durchmesser,

$V_2 = 10000$ kg; erforderlicher Querschnitt $\frac{10000}{700} = 14{,}30$ qcm;

angewendet sind zwei Rundeisenstangen von 3 cm Durchmesser,

$V_3 = 5000$ kg; erforderlicher Querschnitt $\frac{5000}{700} = 7{,}1$ qcm;

hierzu genügt eine Rundeisenstange von 3 cm Durchmesser.

Ferner ist:

$D_1 = -15000 \cdot \frac{6{,}4}{5} = -19200$ kg; erforderlicher Querschnitt $\frac{19200}{70} = 275$ qcm;

$D_2 = -10000 \cdot \frac{6{,}4}{5} = -12800$ kg;

$D_3 = -5000 \cdot \frac{6{,}4}{5} = -6400$ kg.

Gegen Zerknicken mufs sein

$$J = \frac{10\,P \cdot l^2}{\pi^2 E}, \text{ also für } D_1$$

$$J = \frac{10 \cdot 19200 \cdot 64^2}{\pi^2 \cdot 1100} = 7160,$$

während die gewählten Hölzer von 26/26 cm ein Trägheitsmoment

$$J = \frac{26^4}{12} = 38080 \quad \text{nachweisen.}$$

Die in Brückenmitte zu transportierenden Lasten können in folgender Weise bestimmt werden. Im Untergurt ist noch eine weitere Spannung von $70 - 26{,}6 = 43{,}4$ kg f. d. qcm zulässig und da das Wider-

standsmoment desselben $W = \frac{32 \cdot 28^2}{6} = 4200$ beträgt, so ist derselbe im stande, noch eine Einzellast $P = \frac{4 \cdot 4200 \cdot 43{,}4}{400} = 1820$ kg aufzunehmen.

b. Wird die zweite Pfahlreihe mit beansprucht, so ist die Belastung, wie in Fig. 13 dargestellt. Die Gesamt-Reaktion beträgt $5 \times 5000 = 25000$ kg, also pro Pfahlreihe 12500 kg.

Die Maximal-Gurtungsspannung ist demzufolge

$$U_4 = \left\{ 7500\,(4+5) - 5000\,(1+2+3) \right\} \frac{4}{5} = 30000 \text{ kg},$$

sodafs in dem vorhandenen Querschnitte Spannungen von $\frac{30000}{900} = 33{,}3$ kg entstehen.

Die bei den Diagonalen und Vertikalen auftretenden Maximalkräfte bleiben wie oben berechnet.

I. Balkenbrücken.

§ 18. Montierung auf hölzernen Hilfsbrücken. Das Wesentlichste des hierbei einzuschlagenden Verfahrens ist bereits hinreichend erörtert worden; es erübrigt nur, Einzelheiten der Ausführung an einzelnen Beispielen klar zu stellen, sowie Angaben über die Ausführungszeiten, erwachsenen Kosten u. s. w. zu machen.

1. Die Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn.[59]) F. 6a u. b, T. V.

Für die zweigleisige Bahn und die beiden je 1,9 m breiten Fufswege sind zwei, über je zwei Öffnungen kontinuierliche Fachwerkträger mit parallelen graden Gurtungen angeordnet. Lichtweite jeder Öffnung 94 m; Stützweite 93 m; Entfernung der Gurtungsschwerpunkte 9,8 m.

Das Montieren geschah auf festen Gerüsten und gleichzeitig für zwei Öffnungen. Die Eisenteile wurden auf einer Hilfsbahn bis zum Pester Landpfeiler transportiert. Hier befand sich auf einem erhöhten Bocke über dem Gerüste eine Mégy'sche Dampfwinde (1 Pferdekraft) für das Aufziehen der Eisen. Auf dem Gerüste war eine doppelgleisige Hilfsbahn angebracht.

Arbeitsleistungen.

Gegenstand.		Im ganzen: Anzahl der Arbeitstage.	Im ganzen: Aufgestellte Eisenkonstruktion Tonnen.	Im ganzen: Niete einzeln Bauplatz.	Im ganzen: Niete einzeln Paris.	Im ganzen: Niete zusammen.	Mittleres Erfordernis für 50 kg der fertigen Konstruktion: für das Aufziehen auf das Gerüst: Handlanger.	für das Aufziehen auf das Gerüst: Aufseher, Maschinist.	für das Montieren auf dem Gerüste: Monteurer.	für das Montieren auf dem Gerüste: Handlanger.	für das Montieren auf dem Gerüste: Aufseher, Maschinist.	für je auf 50 kg 10 entfallende Niete: Nieter.	für je auf 50 kg 10 entfallende Niete: Handlanger.	für je auf 50 kg 10 entfallende Niete: Feuerbursch.	für je auf 50 kg 10 entfallende Niete: Aufseher.	Mittlere Leistung im Tage: Montierung	Mittlere Leistung im Tage: Niete, Stück
1. und 2. Öffnung.	Montierung	Anzahl der Arbeitstage.	82	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Aufgestellte Konstruktion.	—	1502	—	—	—	0,01	0,0000	0,10	0,04	0,001	—	—	—	—	13320	—
	Nietung	Anzahl der Arbeitstage.	102	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Aufgestellte Konstruktion.	—	—	133000	112000	235000	—	—	—	—	—	0,17	0,11	0,05	0,003	—	1320
3. und 4. Öffnung.	Montierung	Anzahl der Arbeitstage.	98	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Aufgestellte Konstruktion.	—	1502	—	—	—	0,009	0,005	0,09	0,03	0,0008	—	—	—	—	22250	—
	Nietung	Anzahl der Arbeitstage.	89	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		Aufgestellte Konstruktion.	—	—	133000	112000	235000	—	—	—	—	—	0,14	0,09	0,05	0,0020	—	1340

[59]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 29.

Die Montierung erfolgte anfangs vom ersten Flufspfeiler aus in der Weise, dafs je zwei bis drei Fächer vollständig in ganzer Höhe ausgebaut wurden. Da aber hierbei eine richtige Lage des Untergurtes, sowie ein systematisches Ineinandergreifen der Operationen nicht zu erreichen war, wurde dies Verfahren geändert und bei der Montierung der 3. und 4. Öffnung ging man in ähnlicher Weise, wie im § 14 beschrieben ist, vor, mit dem einzigen Unterschiede, dafs man die schweren Bleche der oberen Gurtung erst am Schlufs aufbrachte und vernietete.

Als Hilfsmaschinen wurden Böcke mit Windevorrichtung, ein Drehkrahn für Handbetrieb mit selbstthätiger Bremse, endlich ein grofser Dampfkrahn für 5000 kg mit einem 12 m langen Arm und einer Lokomobile von vier Pferdekraft benutzt.

Insgesamt wurden verwendet 3089,5 t Schmied- und Walzeisen, 74,4 t Gufseisen, 19,9 t Gufsstahl, 4,1 t Blei. Die Aufstellung der ersten beiden Öffnungen erfolgte im wesentlichen in den Monaten Mai bis gegen Ende August, der beiden anderen Öffnungen von Ende August bis Ende November.

Über Einzelheiten der Arbeitsleistungen giebt die Tabelle auf S. 146 Aufschlufs.

Die Kosten für je 50 kg der fertigen Konstruktion stellen sich wie folgt:

Gegenstand.	Kosten in Mark: 1. u. 2. Öffnung einzeln.	1. u. 2. Öffnung zusammen.	3. u. 4. Öffnung einzeln.	3. u. 4. Öffnung zusammen.	Mittlere Kosten Mark.	Bemerkungen.
1. Materialbeschaffung und Bearbeitung in den Werkstätten zu Paris samt Grundanstrich	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	Ursachen der unvorhergesehenen Kosten:
2. Einfuhrzoll, Transport von Paris bis zum Bauplatze:						Zu 2. Der Transport nach Kaiser-Ebersdorf bei Wien und die Abladung aller Teile daselbst zu dem Zwecke, dieselben von dort mit dem Dampfer zu transportieren; der Transport war wegen der bedeutenden Eisgänge im Winter 1874 nicht möglich.
Normale Kosten	7,28		7,28			
Unvorhergesehenes	1,52	9,80	1,52	9,80	9,80	
3. Abladen und Lagern am Bauplatze .	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	
4. Transport bis auf das Montierungsgerüst:						
Transport bis zum Gerüst . . .	0,04		0,04			
Aufziehen bis zum Gerüst . . .	0,32		0,32			
Unvorhergesehenes	0,12	0,48	0,12	0,48	0,48	
5. Montierungsgerüst:						Zu 5. Das im Jahre 1874 zum Teil fertig aufgestellte Gerüst, welches ohne benutzt werden zu können (s. zu 2), infolge unerwartet frühen Eintritts des Winters abgetragen werden mufste.
Normale Kosten	1,30		1,30			
Unvorhergesehenes	1,10	2,40	—	1,30	1,80	
6. Montieren auf dem Gerüste:						
Arbeitskraft	0,70		0,59			
Betrieb der Maschinen	0,06		0,06			
Abnutzung und Amortisation . .	0,04		0,04			
Unvorhergesehenes	0,12	0,92	0,06	0,75	0,84	
7. Nietung:						Zu 7. Wegen der nicht sorgfältigen Bedienung des Montierungsgerüstes war der Verlust an Schrauben und Werkzeugen nicht unbedeutend.
Material	1,08		1,08			
Arbeitskraft	1,58		1,34			
Feuerung	0,19		0,16			
Werkzeug, Abnutzung u. s. w. .	0,17		0,12			
Verluste an Werkzeug	0,20	3,22	0,10	2,80	3,01	
8. Farbanstrich	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	
9. Regie am Bauplatze	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	
10. Gewinn	2,51	2,51	4,20	4,20	3,40	
Gesamtpreis		33,50		33,50	33,50	

2. Obere Mosel-Brücke der Reichseisenbahnen bei Diedenhofen.[60]) F. 2^{a-f}, T. V.

Die oberhalb der Stadt Diedenhofen in der Eisenbahnlinie Diedenhofen-Sierck liegende Brücke überschreitet die Mosel mit drei Gleisen unter einem Winkel von 71° 30′. Dieselbe hat fünf Öffnungen von je 25 m rechtwinkliger Lichtweite. Jedes Gleis hat seinen besonderen Brückenkörper erhalten (Schwedler'sche Träger).

Die Anordnung des Gerüstes ist aus der Zeichnung ersichtlich. Dasselbe wurde nur für ein Gleis hergestellt. Die fertig aufgestellten und vernieteten Brückenkörper wurden auf Rollen (F. 2^{a-f}) gesetzt, seitwärts in die richtige Lage gefahren und nach Entfernung der Rollen in die Auflager hineingelassen.

Die Pfähle des Gerüstes wurden mittels einer auf zwei Schiffen ruhenden Zugramme von 200 kg Bärgewicht 2 m tief in den blauen Letten gerammt. Jedes Gerüst enthielt etwa 23 cbm Rundhölzer mit einer Gesamtlänge von 800 m. Beim Aufschlagen der Gerüste waren 8 bis 9 Mann, wovon die Hälfte Zimmerleute, 34 Tage beschäftigt. Der Abbruch eines Gerüstes wurde von 8 Mann in $1^1/_2$ Tagen bewirkt.

Kleine Rollwagen schafften das Material direkt auf das Gerüst; ein Laufkrahn mit zwei englischen Differenzial-Flaschenzügen diente zum Heben der schwereren Stücke. Die Niete (etwa 44000) wurden von 2 bis 4 Gruppen, zu je 5 Mann, geschlagen. Weil keine durchgehenden Nietreihen, die 19 und 22 mm starken Niete aber von der Seite zu schlagen waren, mufsten die Nieter oft ihren Platz wechseln; im Durchschnitt konnten deshalb nur 220 Niete pro Tag von jeder Gruppe geschlagen werden.

Nach Vernietung eines Brückenkörpers schraubte man die Rollenlager (F. 2^{a-f}) an, entfernte die Keillager und liefs das Eisenwerk nieder. Es erfolgte dann das Einziehen der Gegendiagonalen. Die Rollen liefen auf je zwei Stahlschienen von 100 mm Breite und 20 mm Dicke, welche lose auf eichenen Bohlen von 70 mm Dicke lagen. Zum Verschieben dienten zwei Krahnwinden mit doppelter Übersetzung, welche mit Ketten an den Pfeilern befestigt waren. Eine Kette mit 11 mm Eisenstärke wurde an der Brücke festgehakt und lief dann über eine Leitrolle zur Krahnwinde, an welcher je drei Mann arbeiteten. An jeder Rolle war ein Mann angestellt zum Beobachten derselben, sowie zum Vorlegen der Flachschienen. Das Verschieben eines Brückenkörpers dauerte 20 bis 60 Minuten, die ganze Verrichtung vom Anschrauben der Rollen bis zur endgiltigen Lagerung gewöhnlich 10 Stunden. Sämtliche 15 Brückenkörper wurden in 71 Arbeitstagen zu 11 Stunden aufgestellt. Bei einem Gesamtgewicht der Eisenteile von rund 560000 kg entfallen auf einen Tag 7887 kg.

Kosten. Die wichtigsten Einheitspreise sind folgende:

a. Eisenkonstruktion fertig aufgestellt und angestrichen,

für die Tonne	Walzeisen	325 M.
„ „ „	Gufseisen	260 „
„ „ „	Stahl	700 „

b. Bohlenbelag, einschl. des Aufbringens und der Befestigung durch aufgeschraubte Flacheisenbänder, d. cbm 129 M.

Im einzelnen kostete:

1.	Einrammen eines Pfahles	13,00 M.
	also für ein Meter unter Flufssohle	6,50 „
2.	Ausziehen eines Pfahles	4,00 „
3.	Abbinden und Aufschlagen eines Gerüstes	240,00 „
	wovon für Bohlenbelag und Geländer	40,00 „
	oder für ein Meter Gerüstholz	0,25 „

[60]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 134.

4. Aufbringen, Aufstellen der Eisenteile, Seitwärtsschieben, Lagern u. s. w., die Tonne	7,06	M.
5. das Schlagen von 100 Nieten im Durchschnitt	0,93	„
6. Zweimaliger Anstrich, ein qm	0,17	„
für die Tonne	2,90	„
(Für eine Tonne wurden 2 kg dickangeriebene Diamantfarbe und 0,4 kg Leinöl verbraucht.)		
Gesamtkosten der Aufstellung für die Tonne . .	33,70	„

3. Warthe-Brücke bei Posen. F. 1[a–d], T. V, vergl. auch T. XVIII der zweiten Abteilung, F. 7 bis 9 und Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 41.

Die Mittelpfeiler tragen gerade Fachwerksträger von 36 m Stützweite derart, dafs dieselben nicht an den Enden, sondern in einem Abstande von 7 m davon gestützt sind. Die hierdurch geschaffenen verringerten Lichtweiten zwischen den Enden der Fachwerksträger sind durch parabolische Träger von 31 m Stützweite überbrückt. Die Felderteilung ist für die Parabel-Träger 2 . 3,25 und 7 . 3,5, für die geraden Träger 9 . 4 m, für die Konsolen 2 . 3,5. Sämtliche Gurtungen sind aus Winkeleisen konstruiert, teilweise mit vertikalen Verstärkungsblechen. — Gebaut wurde die Brücke von der Brückenbauanstalt in Grünberg (später Beuchelt & Co.).

Das Gewicht des ganzen Überbaues beträgt: an Walzeisen 275,7 t, an Schmiedeisen 1,4 t, an Gufseisen 16,5 t, an Gufsstahl 4,4 t, zusammen 297,7 t.

Da bei der gewählten Konstruktion ein nachträgliches Einriehten der Träger schwierig gewesen wäre, so wurde genau in der richtigen Trägerlage montiert.

Über die Rüstungen wurde ein Gleis geführt, auf welchem alle Konstruktionsteile bis an Ort und Stelle gebracht werden konnten. Demzufolge beschränkten sich die maschinellen Einrichtungen auf Hebeschrauben und Winden. Für die Parabelträger wurden zwei Gerüste, eines für die geraden Träger beschafft und teilweise für die übrigen beiden Träger umgesetzt.

Die zur Rüstung erforderlichen Schwellen, bezw. die oberen und unteren Balken, soweit dieselben nicht verschnitten zu werden brauchten, zusammen 1376 lfd. Meter, wurden von den zum Brückenbelag beschafften Hölzern seitens der Bauverwaltung hergeliehen. Die übrigen zum Gerüst benutzten Hölzer, Bretter und Eisenteile wurden nach Fertigstellung der Eisenkonstruktion von dem Zimmermeister zurückgenommen. Die Rüstung kostet:

a. Aufstellung derselben im Wasserlauf:		
24 Pfähle, etwa 3 m tief einzurammen und die Zapfen anzuschneiden, à 30 M.	720	M.
48 Pfähle, etwa 2 m tief einzurammen, à 15 M.	720	„
118,75 cbm gesundes, zu den Pfählen rundes, sonst kantig beschlagenes, kiefernes Bauholz zu liefern à 24 M. 60 Pf.	2921	„
3945,35 lfd. Meter Bauholz zuzurichten, zu verbinden und aufzubringen, à 60 Pf.	2367	„
141 Schwellen aufs Gerüst zu bringen und zu verlegen à 1 M. 20 Pf.	169	„
1644,22 qm Bretterbelag 3 cm stark zu liefern und aufzubringen, à 1 M. 30 Pf.	2137	„
1020 kg Eisen zu Bolzen u. s. w. zu liefern und anzubringen à 40 Pf.	408	„
b. Umsetzen zweier Gerüste:		
2620,20 lfd. Meter Verbaudhölzer auseinander zu nehmen, die Pfähle auszuziehen, zu transportieren, wieder aufzustellen und das Eisenzeug anzubringen à 70 Pf.	1834	„
98 Schwellen aufzunehmen und wieder zu verlegen, à 1 M. . . .	98	„
1138,75 qm Bretterbelag aufzunehmen und wieder zu verlegen, à 50 Pf.	569	„
zusammen rund .	12000	M.

Pro 1000 kg der fertigen Konstruktion entfielen mithin auf die Rüstung rund 40 M.

4. Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Rofslau. F. $3^{a,b}$, T. V.

Seit dem Jahre 1841 wurde der Betrieb der Linie Magdeburg-Rofslau-Leipzig eingleisig über eine, in den Jahren 1833 bis 1836 erbaute, mit Holzbogen versehene Strafsenbrücke geführt. Dieser Zustand wurde unhaltbar, nachdem die Bahn seit 1875 ein zweites Gleis bekommen hatte und es wurde beschlossen, die Pfeiler der alten Brücke stromabwärts zu verlängern und für den Eisenbahnverkehr einen besonderen zweigleisigen Überbau herzustellen. Vorhanden sind fünf Öffnungen von je 39 m oder zusammen 195 m Lichtweite. Der Überbau für die Mittelöffnung erhielt eine Länge von 43,4, derjenige für die Seitenöffnungen Längen von 42,5 m. Die Hauptträger sind Fachwerksträger mit geradem Untergurt und polygonalem Obergurt. Jede Öffnung enthält 17 Felder. Die Querträger, zwischen welche die Schwellenträger eingebaut sind, sitzen am unteren Ende der Vertikalen.

Für die Montierungsrüstungen von drei Öffnungen wurden die Pfähle der Pfeilerrüstungen als Stützpunkte verwendet und aufserdem zwei Joche in den Strom gerammt, sodafs Durchfahrten von 16 m Weite verblieben. In den zwei Hauptöffnungen waren Schiffahrtsöffnungen von 31 m Lichtweite frei zu halten. Hier wurden die Pfahlreihen an den Pfeilern verstärkt und mit vier Fachwerksträgern von rund 41 m Spannweite überbaut, welche ein Gewicht von rund 130 t aufnehmen konnten. Diese Hilfsträger wurden am Ufer zusammengelegt und verbunden, demnächst eingefahren und an den Masten von drei gekuppelten, in die betreffenden Öffnungen eingefahrenen Elbkähnen in die Höhe gezogen. Das Abnehmen und Wiederaufstellen in der zweiten Öffnung geschah in derselben Weise.

Der eiserne Überbau wurde von der Brückenbauanstalt Union in Dortmund geliefert. Die für die Montierung vorgesehene Zeit von vier Monaten wurde nur um einige Tage überschritten. Bei Ausführung der Nietarbeiten waren häufig 6 bis 8 Gruppen thätig. Besondere Aufsicht war erforderlich, um eine Beschädigung der nur 1 m entfernten hölzernen Brücke durch abspringende glühende Niete zu verhüten.

Für den fertigen eisernen Überbau sind pro Tonne 280 M., zusammen 210000 M. verausgabt.

5. Brücke über den Lek bei Kuilenburg in Holland.[61]) F. $4^{a,b}$, T. V.

Diese zweigleisige Brücke hat eine Öffnung von 150 m lichter Weite, ein desgl. von 80 m und sieben Öffnungen von je 57 m. Die Stützweite der grofsen Träger beträgt 157,3 m. Die Tragwände derselben sind mit dreifachem, rechtwinkligen Fachwerk und vertikalen Druckstreben konstruiert und haben eine nach einem Kreisbogen gekrümmte obere Gurtung. Die Höhe in Brückenmitte beträgt 20,5 m. Die Stehbleche der kastenförmigen Gurte sind aus zwei Blechen von 0,015 m Dicke zusammengesetzt und durch Gurtungswinkel von 0,15 . 0,015 mit den Kopfplatten verbunden, welche aus verschiedenen breiten Flacheisen von 0,015 m Stärke zusammengesetzt sind. Entfernung der Querträger 4 m und an den Enden 3 . 1,2 m.

Das Gerüst bestand aus fünf hölzernen Pfeilern mit darübergelegten Fachwerksträgern, welche ziemlich kühn konstruiert waren, da sie sich beim Montieren um 0,180 m durchgebogen haben. Die Konstruktion geht aus der Zeichnung hervor. Nach Vollendung und Ausrüstung der Eisenkonstruktion gingen die Fachwerksträger in ihre ursprüngliche Lage zurück.

Das Gerüst für die grofsen Träger wurde erbaut von März bis Anfang August 1867. Zu demselben wurden verwendet 2300 cbm Holz und 50000 kg zu Schraubbolzen und Klammern verarbeitetes Eisen.

Das Eisengewicht beträgt an Stahl 123 t, an Schmiedeisen 2031 t, zusammen 2154 t.

Das erste Eisen für den grofsen Träger wurde am 6. Juli 1867 zur Baustelle geschafft; die Nietung begann am 3. August; am 15. November war die Montierung soweit gediehen, dafs die Keillager entfernt werden konnten; am 25. November wurde der letzte Niet geschlagen.

---

[61]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 104.

Der Oberbau der 80 m weiten Öffnung wog 645 t. Im Juli 1866 wurden die ersten Pfähle der Rüstung gerammt und am 23. Dezember desselben Jahres der letzte Niet geschlagen. Für die Brückenöffnungen von 57 m lichter Weite dauerte das Montieren durchschnittlich je 4 Wochen.

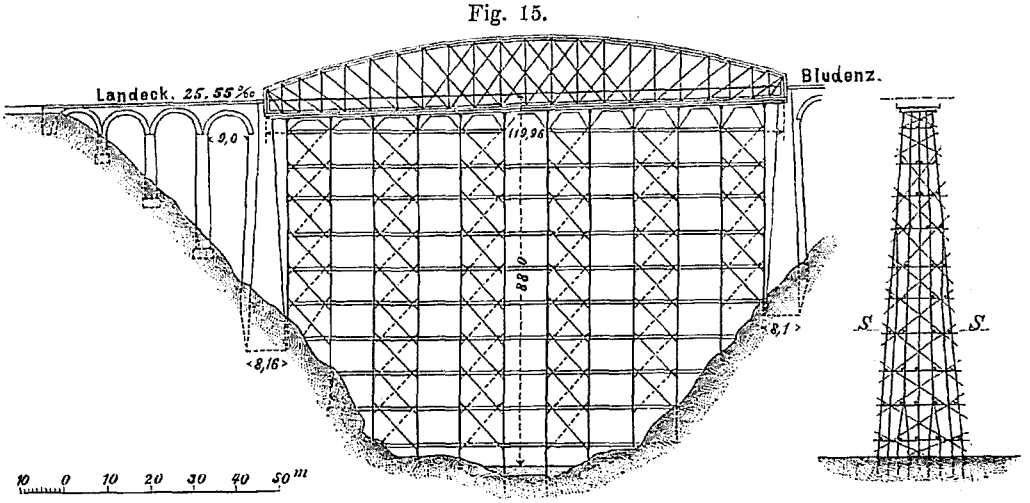
Das Gewicht der sämtlichen Eisenkonstruktionen beträgt 4900 t, wovon 28,5 t auf ein fahrbares Eisengerüst für den Anstrich kommen.

Die Kosten des Überbaues betrugen 3174500 M. Es stellen sich somit die Kosten für je 1000 kg der fertigen Konstruktion auf rund 648 M.

6. Trisana-Viadukt auf der Arlberg-Bahn.[62])

Der die Mittelöffnung überspannende Eisenträger hat eine Länge von 120,0 m bei 15,5 m Trägerhöhe in der Mitte und 5,0 m an den Enden. Die Entfernung zwischen den Achsen der Tragwände des eingleisigen Viadukts beträgt 5,4 m. Der Obergurt ist ⊐⊏-förmig gestaltet; die nahezu in der ganzen Länge aus zwei Blechen bestehenden Stege sind im Lichten 500 mm entfernt und 600 mm hoch. Der Untergurt besteht aus zwei gesonderten ⊥-Stücken von 500 mm Höhe und 280 mm Lamellenbreite. Die Vertikalen sind als gegitterte I-Träger, die Diagonalen aus ein oder zwei Paaren Flacheisen bezw. Blechen gebildet. Die Fahrbahn besteht aus 2050 mm hohen Querträgern und 600 mm hohen vollwandigen Schwellenträgern.

Fig. 15.



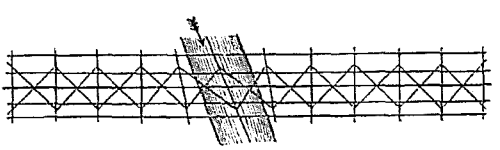


Fig. 16.

Die Ausführung des Bauwerkes erfolgte von einem den amerikanischen Gerüstbrücken nachgebildeten hölzernen Unterbau aus, welcher in Fig. 15 schematisch dargestellt ist. Die Details dieser Konstruktion sind in der unten angegebenen Quelle zu ersehen. Von den 12 Einzelwänden sind immer je zwei durch einen seitlichen Diagonalverband zu einem Pfeiler verbunden. Die Wände stehen in Abständen von 10 m; die drei mittleren sind, wie der Grundrifs Fig. 16 zeigt, gegen die Brückenachse schief gestellt, um dem Stromstrich der Trisana zu folgen. Von den 6 bis 8 m hohen Stockwerken wurde der untere, bis zu den Pfeilerfundamenten reichende Teil auf einmal hergestellt, die übrigen nach Mafsgabe des Pfeileraufbaues einzeln aufgesetzt.

[62]) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 93.

Zum Gerüste ausschliefslich der Schwellen, Kappbäume und Bedielung wurde durchweg rundes unbehauenes Holz verwendet und zwar sind die Kappbäume 40 cm, die Ständer 25 bis 30 cm, die Längsbäume, die horizontalen Verbindungshölzer und Sprengwerke 25 cm und die Windstreben 16 bis 20 cm stark gehalten. Der Holzbedarf für das Montierungsgerüst beträgt rund 2000 cbm.

In dem 120 m langen Überbau sind folgende Materialien verbraucht: Schmiedeisen 463,43 t, Stahl 19,257 t, Blei 2,390 t.

Die Baukosten stellen sich wie folgt:

Kosten des gemauerten Viaduktes	240000 M.
Kosten der Eisenkonstruktion	216000 „
Kosten des Montierungsgerüstes	56000 „

Da die überbrückte Thalfläche 10890 qm beträgt, so stellen sich die Gesamtkosten des Bauwerks auf rund 50 M. für ein qm überbrückter Thalfläche.

7. Gerüstbrücken. Bei dieser Art von Brücken, welche bekanntlich in Amerika vielfach gebaut worden sind, ist der Abstand der beiden äufseren Wände eines Pfeilers in der Regel ebenso grofs, wie die Öffnung zwischen den Pfeilern. Die zur Pfeilerabdeckung dienenden Träger sind ebenso oder doch ähnlich gebaut, als diejenigen zwischen den Pfeilern selbst. Die Spannweiten dieser Brücken sind demnach nicht grofs. In vielen Fällen reichen gewöhnliche lange Balken von Pfeiler zu Pfeiler, und es wird dadurch ermöglicht, nach Aufstellung der Pfeiler in einfachster Weise ein Montierungsgerüst zu schaffen. Beispielsweise wurden die 15,24 m weiten Öffnungen der Portage-Brücke[63]) (vergl. § 15) auf einem derartig hergestellten Rüstboden montiert, während für die gröfseren Öffnungen dieser Brücke leichte Rüstträger im Thale gebaut und mit Hebevorrichtungen auf die Pfeiler gewunden wurden.

Etwas schwieriger gestaltete sich die Montierung des Varrugas-Viaduktes[64]), da die Öffnungen zwischen den Pfeilern mindestens doppelt so grofs waren, als die Pfeilerlängen (F. 7, T. V und Textfig. 9, S. 138). Die Montierung der Träger ist im § 15 mit besprochen.

Litteratur.

Yssel-Brücke bei Westervoort. Verhandelingon van het kon. Inst. van Ing. 1856/57, 1. Afl.
Das Anfstellen der Thur-, Glatt- nnd Sitter-Brücken. Allg. Bauz. 1856, Heft IV u. V.
Hodges. Victoria-Brücke. London 1860.
Eisenbahnbrücke über die Themse bei Charing-Cross. Engineer 1863, Mai.
Rheinbrücke bei Köln. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 358.
Brücke St. Louis zu Paris. Ann. des ponts et chaussées 1863, Heft 3.
Ilmenau-Brücke bei Bienenbüttel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 453.
Fischer. Rheinbrücke zwischen Mannheim und Ludwigshafen. Mannheim 1869.
Gitterbrücke über den Po bei Mezzana Corti. Nouv. ann. de la constr. 1869, S. 5 u. 25.
Brücke über den Lek bei Kuilenburg. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 104. — Tijdschr. van het kon. Inst. van Ing. 1875/76. 1. Afl. S. 101.
Rheinbrücke bei Neufs. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 238, 370.
Donau-Brücke der österreichischen Nordwestbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 301.
Jolomitza- nnd Telega-Brücke. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 551.
Thaya-Viadukt in Znaim. Allg. Bauz. 1873, S. 108.
Keokuk- und Hamilton-Brücke. Journ. of the Franklin Institute 1872, S. 249.
Strafsenbrücke über den Douro bei Regoa. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 470. — Deutsche Bauz. 1874, S. 102.
Aufbau der Pfeiler und des eisernen Überbaues der Elbbrücke bei Niederwartha. Prot. d. sächs. Arch.- u. Ing.-Ver. 1875, S. 17.

---

[63]) Portage-Viadukt. Journ. of the american society of civ. eng. 1876, Jan. — Scientific American 1876. Suppl. S. 55. — Railroad Gaz. 1876, Jan. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, No. 14. — Engng. 1876, Mai.

[64]) Engng. 1872, April. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 29; 1875, S. 273.

Eisenbahnbrücke zu St. Charles über den Missouri. Scientific American. Suppl. 1876, März, S. 162.
Brücke in der Forbes-Straſse zu Pittsbourgh. Engng. 1876, S. 529.
Unfall beim Bau des Überbaues einer Straſsenbrücke über den Usleuskis bei Tilsit. Deutsche Bauz. 1876, S. 507.
Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 29.
Carola-Brücke. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 359.
Rheinbrücke bei Wesel. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 504. — Deutsche Bauz. 1879, S. 260.
Severn-Brücke. (Rüstungen zum Teil schwierig herzustellen.) Engng. 1879, Okt. — Engineer 1879, Okt.
Save-Brücke bei Broad. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 42.
Montierung einer eisernen Brückenkonstruktion von 135 m Stützweite. Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 102.
Eiserne Brücken der Strecke Temesvár-Karansebes-Orsova. Allg. Bauz. 1880, S. 22.
Eisenbahnbrücke über den Ohio nächst Denver (Hilfsbrücke Howe'scher Träger). Railroad Gaz. 1880, Okt. S. 554.
Weichsel-Brücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 243.
Conway-Viadukt (Gerüstbrücke). Scientific American. Suppl. 1882, Mai, S. 5321.
Über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7. Mit Abb.
Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115, 128.
Viadukt über das Kübelbach-Thal. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 158.
Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Lauenburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 422.
Rondout-Brücke der New-York-West-Shore-Buffalo Eisenbahn. (Drei Trapez-Fachwerkträger, daran anschliefsend eine eiserne Gerüstbrücke.) Scientific American. Suppl. 1884, Juni, S. 7050. Mit Abbild.
Attock-Brücke über den Indus. (Feste Gerüste mit Sprengwerken von 80 m Spannweite.) Engng. 1884, Dez. S. 448, 491, 540, 584.
Einsturz der Brücke über die Brandywine-Schlucht bei Philadelphia. Engng. 1885, März, S. 248.

§ 19. Montierung auf eisernen Hilfsbrücken. Die Erbauung von hölzernen Gerüsten ist, wie auf S. 140 bereits erwähnt, von Übelständen begleitet, wenn ein genügend hoher und breiter freier Raum für die Schiffahrt frei bleiben muſs. In solchen Fällen wird man nicht selten eisernen Hilfsträgern den Vorzug geben. Es hängt dabei ganz von den Umständen ab, ob es erforderlich wird, alle Öffnungen einer Brücke mit eisernen Trägern einzurüsten oder ob es hinreicht, nur eine Öffnung für die Schiffahrt mit einem Eisenträger zu schlieſsen. Bei sehr hohen Überbrückungen führt auch die Kostspieligkeit der hohen Holzgerüste dazu, gröſsere Öffnungen durch eiserne Träger einzurüsten, wobei noch besonders hervorzuheben ist, daſs eine Wiederverwendung des Holzmaterials stets groſse Verluste (durch Abfall u. s. w.) mit sich bringt. Gröſsere Brückenbauanstalten halten aus diesen Gründen eiserne Hilfsträger in verschiedenen Längen vorrätig. Die Hauptverbindungen derselben werden durch Verschraubungen bewirkt, sodaſs man den Träger verhältnismäſsig rasch sowohl zusammensetzen, als auch wieder auseinandernehmen kann. Ist ein Hilfsträger für die zu überbrückende Öffnung zu kurz, so wird die Konstruktion an den Trägerenden durch angebaute Gerüste, die bis an die Pfeiler reichen, vervollständigt. Um dies zu ermöglichen, werden mit Vorteil eiserne Pfeiler verwendet, welche gleichfalls nur zusammengeschraubt werden, und bei denen man je nach der erforderlichen Höhe ein oder mehrere Geschosse fortläſst oder hinzufügt.

Hieran anschlieſsend mag bemerkt werden, daſs man die Anordnungen eiserner Pfeiler und Träger, bei welchen auf ein rasches Zerlegen und Umsetzen besondere Rücksicht genommen ist, in neuerer Zeit an verschiedenen Orten ausgebildet hat. Dergleichen Konstruktionen können nicht allein bei der Ausführung der eisernen Brücken, sondern auch beim Bau provisorischer Brücken für Kriegszwecke Anwendung finden. Einzelheiten sind aus den weiter unten bezeichneten Originalmitteilungen zu entnehmen.

Der Güte Gerbers, des früheren Direktors der Süddeutschen Brückenbau-Austalt zu München, verdankt der Verfasser die nachfolgend besprochenen Zeichnungen.

1. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Poikam. F. 1^{a-d}, T. VI.

Die Stützweite der Hauptträger beträgt 52 m, eingeteilt in 13 Felder à 4 m. Dieselben sind als Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen konstruiert. Die Rüstung zur Aufstellung der Brücke besteht aus Holzjochen, deren Konstruktion aus den Figuren ersichtlich ist. Dieselben sind unter Knotenpunkte der Träger gestellt. Die zwischen ihnen liegenden Knotenpunkte sind durch zwei Streben gestützt. In der Mitte ist eine Schiffahrtsöffnung von 16 m freigelassen und durch eine eiserne Hilfskonstruktion überbrückt. Der Hilfsträger ist als Blechträger mit vollen Wandungen konstruiert. Über das ganze Hilfsträgersystem sind in Abständen von je 1 m Querschwellen von 24.20 cm angeordnet, die mit einem Bohlenbelag abgedeckt sind. Auf die Querschwellen ist das Arbeitsgerüst zur Montierung der Vertikalen und der oberen Gurtung aufgestellt.

Zwei Schienenstränge tragen einen fahrbaren Krahn, dessen Windevorrichtung der Quere nach verschiebbar ist. Eine an dem Krahngerüst angebraebte Plattform dient als Arbeitsgerüst und ersetzt die äufsere Einrüstung der oberen Trägerteile, indem von dieser Plattform aus in Verbindung mit der inneren Einrüstung die Vernietung der einzelnen Teile erfolgt.

2. Eisenbahnbrücke über die Regnitz bei Fürth. F. 4^{a-c}, T. VII.

Die Stützweite dieser gleichfalls mit parallelen Fachwerksträgern konstruierten Brücke beträgt 48 m, eingeteilt in 12 Felder à 4 m. Die Fahrbahn befindet sich oberhalb der Hauptträger. Schienenoberkante liegt etwa 13,5 m über Niedrigwasser, die Trägerhöhe ist 4,8 m von Mitte zu Mitte Gurtung.

Die Einrüstung ist folgende: In Abständen von je 12 m befinden sich drei Wände. Jede wird gebildet aus vier paarweise eingerammten Pfählen von 26.26 cm Stärke, welche unter sich durch Andreaskreuze versteift sind. Doppelzangen sind sowohl in Höhe des niedrigsten, als auch in Höhe des höchsten Wasserstandes angeordnet und mit den Pfählen verbolzt. Auf denselben ruhen gufseiserne Platten, welche zur Aufnahme der Hilfsbrücken-Konstruktion eingerichtet sind und direkt einen schmiedeisernen Rahmen tragen. Gegen den Fufs dieses Rahmens stützen sich die 4 m weit ausladenden Streben, an deren oberen Enden die obere Gurtung durch Schrauben befestigt ist. Die weiteren Verbindungen bestehen in Stangen, welche teils die unteren Enden der Rahmstücke von je zwei Jochen miteinander verbinden, teils auch die Knotenpunkte der oberen Gurtung gegen seitliche Kräfte mit den Rahmen verankern.

Die einzelnen Knotenpunkte der Hilfsträger sind wieder so angeordnet, dafs sie unter Knotenpunkte des zu montierenden Trägers fallen. Der Hilfsträger trägt auf den Knotenpunkten Querschwellen, auf welche die durchgehenden Langschwellen sich stützen. Diese ruhen direkt auf den Landpfeilern und überspannen, nur durch eine Strebe am Pfeiler gestützt, die am Pfeiler verbleibende, nicht direkt eingerüstete Öffnung. Querschwellen auf den Langschwellen tragen schliefslich die Arbeitsrüstung. Das bei der Aufstellung befolgte Verfahren ist aus der Zeichnung ersichtlich.

3. Eisenbahnbrücke über die Roeslau. F. 4^{a-c}, T. VI.

Die Stützweite der als Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen konstruierten Hauptträger beträgt 68 m, eingeteilt in 17 Felder à 4 m. Trägerhöhe von Mitte zu Mitte Gurtung 8 m. Die Fahrbahn liegt oberhalb des Trägers. Höhe des Planums über mittlerem Wasserstand etwa 33,5 m.

Zur Einrüstung einer Öffnung sind zwei Eisenträger benutzt, die sich einerseits auf das Widerlager bezw. den Pfeiler auflegen, andererseits auf einen gemeinsamen

provisorischen Eisenpfeiler stützen. Der eiserne Pfeiler ist in F. 4$^{b\ u.\ c}$ dargestellt; derselbe ruht auf eingerammten Pfählen. Die Einzelteile dieses Rüstpfeilers sind durch Schraubbolzen verbunden; das Aufstellen desselben erfolgte mit Hilfe eines Krahnmastes, der in der Mitte des Pfeilers angebracht war, von wo aus sich die Zusammensetzung der einzelnen Geschosse leicht bewirken liefs. Die Einrüstung des rechtsseitigen Hilfsträgers erfolgte nach Ausweis der Zeichnungen auf leichten Holzgerüsten, da bei der Böschungsneigung eine vorherige Zusammensetzung und demnächstiges Heraufziehen nicht gut ausführbar war. Der linksseitige Hilfsträger dagegen wurde der bedeutenden Höhe der andernfalls erforderlichen Rüstungen wegen in Terrainhöhe montiert und zwar mit vorläufiger Hinweglassung des rechten Endfaches. Am linken Ende des Trägers ist ein zur Übertragung des Gesamtdruckes bestimmter Schnabel angebracht.

Das Heraufwinden der Hilfsträger erfolgte mittels Krahnwinden (dargestellt in F. 5$^{a\ u.\ b}$, T. VI); der bei i drehbare Hebel A bewirkt, dafs der Träger richtig abgelagert wird. Die sonstige Ausstattung ist übereinstimmend mit den schon vorstehend beschriebenen und bedarf keiner weiteren Erläuterung.

4. Inn-Brücke bei Königswart.[65]) F. 3^{a-c}, T. VI, vergl. auch T. XXVIII der ersten Abteilung, F. 1.

Das Wasserprofil hat an der Brückenbaustelle eine Breite von 120 m; die Hochufer liegen links 33 m, rechts 42 m über Niederwasser; dabei verbreitert sich die Weite nach oben auf 275 m. Die Brücke hat zwei Seitenöffnungen von 18,8 bezw. 26,6 m Lichtweite und drei Mittelöffnungen von je 69 m Pfeilermitten-Entfernung. Die Träger der grofsen Öffnungen sind als Fachwerkträger mit oben liegender Fahrbahn konstruiert. Die Trägerhöhe beträgt 6,81 m.

Die Vorbereitungen zur Aufstellung der Brücke begannen Anfang März 1875. Die zum Pfeileraufbau benutzten Gerüste erhielten eine Verstärkung, in der Mitte der rechtsseitigen Öffnung wurde aufserdem noch ein Holzpfeiler errichtet, um zur Unterstützung der 24,5 m weiten eisernen Hilfsträger, auf welchen die Montierung stattfinden sollte, zu dienen. Derselbe wurde nächstdem in der linksseitigen Hauptöffnung wieder verwendet. Dieser Holzpfeiler besteht aus vier Pfosten mit Strebwänden von 37 m Höhe. Auf ihm und den Pfeilergerüsten ruhten die eisernen Hilfsträger von je 24,5 m Länge. Diese Hilfsträger waren unten montiert und wurden auf die vorher schon beschriebene Weise aufgezogen. Das gleiche Verfahren war für die Mittelöffnung beabsichtigt. Ein Hochwasser im Juni 1875 zerstörte indessen die mittlerweile vorbereiteten Gerüste und blieb in Rücksicht auf Innehaltung des Vollendungstermins keine Zeit zur nochmaligen Herstellung derselben. Die Ausführung erfolgte deshalb in folgender Weise:

Von den Enden der mittlerweile fertig gestellten benachbarten Hauptträger aus wurde die Montierung des Hilfsträgers der mittleren Öffnung vorgenommen. Die Hauptträger der Nebenöffnungen dienten als Ankergerüste. Auf den beiden Pfeilern bildeten 5 m hohe Rahmen vertikale Stützpfosten, an welche sich provisorische dreieckige Träger, die mit zwei Knotenpunkten der definitiven Träger zu einem festen System verbunden waren, anschlossen. An dieses System wurde die Hilfsbrücke befestigt, deren sämtliche Teile vor dem Aufstellen vollständig gebohrt und zusammengepafst waren. Nachdem die ersten Fache ohne weitere Stützen vorgebaut waren, wurde erst vom vierten oberen Knotenpunkte aus ein weiteres Hilfsband an den Pfeilerpfosten angeschlossen. Zum Montieren dienten fahrbare Rahmen mit Drehkrahnen, welche mit dem Vorschreiten der

[65]) Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1876, S. 1.

Arbeit auf den oberen Gurtungen vorfuhren und befestigt wurden. Um die beiden Enden in der Mitte scharf passend zusammenbringen zu können, waren sowohl die Füfse der Stützrahmen in der Längsrichtung der Brücke mittels Schrauben beweglich, als auch die Verankerungspunkte durch Universalgelenke und Schrauben der Höhe nach regulierbar.

Sobald der Balkenträger in der Mitte geschlossen, wurden die oberen Gurtungen vollständig montiert und sodann die ganze Hilfsbrücke in die in F. 3ª, T. VI dargestellte Lage (2 m tiefer als zuvor) gesenkt, worauf auch die noch fehlenden Teile der unteren Gurtung sowie die Streben angeschlossen wurden. Nachdem eine Holzplattform aufgebracht war, hatte die Herstellung des noch erforderlichen Montierungsgerüstes, sowie die Montierung selbst keine besondere Schwierigkeiten. Das Wiederabnehmen der Hilfsbrücke erfolgte durch Anhängen der oberen Gurtung an die Fahrbahnträger.

Litteratur.

Rheinbrücke bei Mainz. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1862, S. 477. — Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1864, S. 436.

Eisenbahnbrücke über die Donau bei Maria-Ort. Allg. Bauz. 1873, S. 193.

Inn-Brücke bei Königswart. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1876, S. 1. — Zeitschr. f. Bauk. 1878, S. 223.

Viadukt über das Thal von Combe-Maranne. Nouv. ann. de la constr. 1878, S. 23.

Inn-Brücke bei Passau. Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 50.

Neue Tay-Brücke. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 286 u. 298.

Über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7 ff.

Transportabele Brücken. System von Eiffel, Paris. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 305.

Eiserne Brücken- und Pfeiler-Konstruktionen, welche rasch aus einzelnen vorrätig gehaltenen Feldern und Querverbänden zusammengesetzt werden können. Politechnico 1884, No. 5 u. 6, S. 339—351. Mit Abbild. — Über praktische Bewährung derselben und ihren Vorzug vor Eiffel'schen Brücken. Schweiz. Bauz. 1884, S. 94, 160. Mit Abbild. — Engng. 1884, Aug. u. Okt. S. 161 u. 401. Mit Abbild. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 60.

Zerlegbare Brücken. Deutsche Bauz. 1886, S. 261.

§ 20. Einbringen mittels Wagen. Die Herstellung der Träger geschieht in normaler Weise, indessen ist der Rüstboden gemeinhin einfacherer Art, da die Montierung auf irgend einem entsprechend grofsen, fest unterstützten und genau abgeglichenen Boden erfolgen kann. Die Arbeit wird erleichtert durch die verhältnismäfsig gröfsere Steifigkeit des Rüstbodens auf dem festen Lande; Senkungen der einzelnen Knotenpunkte und Schwankungen durch Wind, Strömungen u. dergl. mehr kommen nur unbedeutend oder gar nicht vor. Auch haben die Arbeiter gröfsere Sicherheit der Bewegung, und es finden geringere Verluste an Arbeitsgerät, Schrauben und Nieten statt. Diese Erwägungen gelten übrigens für die meisten der nachstehend beschriebenen Aufstellungsarten, sofern diese ein nachträgliches Einbringen der fertig montierten Träger verlangen.

Wenn das Einbringen mittels Wagen erfolgen soll, so werden zur Herstellung der Fahrbahn provisorische Überbrückungen, sei es auf festen Gerüsten, sei es auf durchgehenden Hilfsträgern notwendig. An Rüstungen wird somit nicht erheblich gespart, dagegen können die Transportkosten bei Aufstellung der Kostenberechnung sehr ins Gewicht fallen.

Der Transport mit Wagen findet eine Begrenzung durch die Gröfse der Brücken, da die Gesamtkonstruktion während des Transportes nur an zwei Punkten gestützt werden kann, um ein Passieren von Gefällwechseln zu ermöglichen. Grofse Träger mufs man, um dieselben durch Kurven transportieren zu können, auf Walzen lagern, vergl. Beispiel 3.

Die Endpfeiler dürfen nur bis zur Höbe der Auflager fertig gestellt werden; die aufgebende Hinterwand wird erst naeb dem Einfahren errichtet. Ist dies aus irgend einem Grunde nicbt geschehen, so mufs zwischen dem Endpfeiler und dem ersten Zwiscbenpfeiler eine Streeke mit starkem Gefälle befabren werden. Dies war beispielsweise bei der Brüeke über die Fuse im Zuge der Berlin-Lehrter Bahn der Fall (fünf Öffnungen von 21,028 m Lichtweite), bei welcher jenes Gefälle 1 : 6 betrug. Zum Befahren dieser gefährlichen Stelle waren an dem Querträger lange Bäume mit Bremsklötzen, welche über den Rädern des letzten Wagens lagen, befestigt. Dieselben waren am Ende durch ein Querbrett miteinander verbunden. Sollte gebremst werden, so traten einige Arbeiter auf das Brett.

1. Warthe-Brüeke bei Solec.

Die Brüeke bat 8 Öffnungen von je 29,7 m Lichtweite, die mit Parabelträgern mit gerader unterer Gurtung von je 31 m Stützweite überbrückt sind. Man vergleiche den ganz gleich konstruierten, punktiert angedeuteten Parabelträger der F. 1ª, T. V.

Die Träger mufsten, um den vorgeschriebenen Eröffnungstermin einhalten zu können, wäbrend des Winters montiert werden, die im Frübjahre auftretenden Eisgänge würden aber etwaige Rüstungen sehr gefährdet haben; jene Arbeit wurde deshalb auf einem neben der Brückenbaustelle liegenden Holzboden vorgenommen.

Die zum Einbringen benutzte Hilfsbrüeke bestand im wesentliehen aus hölzernen Joeben und Eisenbabnsehienen als Trägern. Die Joche wurden aus zwei etwas gegeneinander geneigten Pfähleu von 30 em Durchmesser gebildet, die durch einen aufgezapften Holm von 20 . 25 verbunden waren. Die obere Entfernung der Mitten je zweier Pfähle betrug 1,8 m. Die letzteren waren so tief eingerammt, dafs jeder Pfahl eine Last von 12 t mit Sieherheit tragen konnte. Die Querversteifung erfolgte durch ein einfaehes oder, falls bedeutende Höhe vorbanden war, wie im Flusse selbst, dnrcb ein doppeltes Andreaskreuz.

Je zwei Joche waren um 3,5 m von Mitte zu Mitte voneinander entfernt; da nun ein Joch genau in Mitte der Durebflufsöffnung angeordnet wurde, so standen die letzten Joche um 0,85 m vou den Pfeilern entfernt. Auf den fertigen Pfeilern wurden zwei Mauerlatten im Abstande von 1,7 m von Mitte zu Mitte gelegt; der Abstand eines Endjoehes von der nächsten Mauerlatte war mithin 1,1 m.

Die Absteifung der Joche in der Längsrichtung geschah durcb einfaebe Kreuze und Bohlen.

Jeder Träger wurde durch fünf nebeneinander liegende Schienen gebildet (Länge je 7 m), deren Stöfse verweehselt wurden, sodafs auf jedem Joch zwei bezw. drei Schienen gestofsen wurden. Die Schienen wurden genagelt und an den Stöfsen durch Laschen verbunden.

Die gröfste Belastung eines Rades bei Verteilung der ganzen Brückenbelastung auf zwei Wagen war überreichlich zu $\frac{48000}{2 \cdot 4} = 6000$ kg angenommen, übte also bei ungünstigster Stellung in der Mitte zwischen zwei Jochen eine Auflagerreaktion von 3000 kg aus und erzeugte ein Maximalbiegungsmoment

$$M = 3000 \cdot \frac{350}{2} = 525000 \text{ kgem}.$$

Bei einer zulässigen Inanspruehnahme von 750 kg f. d. qcm war mithin das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{525000}{750} = 700.$$

Das Trägbeitsmoment einer Schiene bezogen auf Centimeter war 942; bei einer Schienenhöhe von 13 cm war, da die neutrale Faser ziemlich genau in halbor Scbienenhöbe lag, das Widerstandsmoment einer Schiene mit hinreicbender Genauigkeit

$$W = \frac{J}{a} = \frac{942.2}{13} = 145.$$

5 Schienen geben sonach ein Widerstandsmoment von $5 . 145 = 720$, waren also ausreichend.

Um ein Verbauen der Schienen in den Endfeldern, welche nach obigem nur 1,1 m Stützweite hatten, zu verhüten, waren hier nur zwei bezw. drei Schienen durchgeführt. Das Angriffsmoment war in diesen Feldern

$$M = \frac{110}{2} . 3000 = 165000 \text{ kgcm};$$

also ein Widerstandsmoment erforderlich von $\frac{165000}{750} = 220$, welches durch zwei Schienen mit $2 . 145 = 290$ reichlich gedeckt war.

Die Fahrschwellen lagen auf den Schienen, ihre Entfernung war die normale. Auf jede Schienenlänge wurden vier Bolzen zur Verbindung von einzelnen Schwellen mit dem vorbeschriebenen Träger angeordnet. Diese Bolzen gingen zwischen zwei Füfsen der Schienen hindurch, sodafs der Kopf des Bolzens sich gegen die Flifse stlltzte.

Zu den Transportwagen wurden Achsen und Räder, wie solche auf der betreffenden Bahn für Güterwagen Verwendung fanden, genommen. Die Entfernung der Achsenmitten betrug 2,2 m. Der Rahmen des Wagens befand sich oberhalb der Achsen und ruhte über den Endzapfen der Radachsen auf umgekehrten Stehlagern. Mit Rücksicht auf das Fehlen von Federn waren die Lager zur Vorsicht mit einem starken Deckel versehen, um bei etwaigen Stöfsen ein Ausspringen der Achsen zu verhüten. Die Befestigung jedes Lagers an die Rahmen erfolgte durch vier Schrauben von je 30 mm Durchmesser. Der Rahmen selbst wurde gebildet aus zwei I-Trägern, welche an den Enden und in der Mitte durch ⊏-Eisen senkrecht zu den Trägerwänden verbunden waren. In jedes der so gebildeten zwei Felder war ein horizontaler Diagonalverband aus Rundeisen von 35 mm Durchmesser eingezogen. Um schädliche Spannungen in den Trägerrippen zu verhüten, war die Befestigung der Stangen durch geeignete Klemmhülsen, welche den Druck auf eine gröfsere Fläche verteilten, bewirkt. Die Länge der Hauptträger, welche durch den Quer- und Diagonalverband mit bestimmt wurde, betrug vier Meter. Zur Aufnahme der Last waren in Trägermitte zwei durch Bolzen miteinander verbundene Querschwellen von 20 . 25 Stärke oben quer über die Rahmen gelegt.

Unter Berücksichtigung der Schwächung der Träger durch die Öffnungen für die Diagonalen war die Belastung pro Wagen reichlich und zwar mit 25000 kg in Rechnung gestellt. Für jedes Trägerauflager ergab sich eine Reaktion von $\frac{25000}{2} : 2 = 6250$ kg und bei 2,2 m Entfernung der Stützpunkte für die Trägermitte ein Maximalmoment

$$M = 6250 . 110 = 687500 \text{ kgcm}.$$

Im Hinblick auf die verhältnismäfsig kurze Zeit der Benutzung konnte eine Beanspruchung von 1000 kg f. d. qcm als vollkommen zulässig erachtet werden; das erforderliche Widerstandsmoment war mithin

$$W = \frac{687500}{1000} = \text{rund } 688.$$

Das Widerstandsmoment der gewählten I-Träger (Profil Königin Marienhütte 8 a) betrug 710, war mithin ausreichend.

Das Aufbringen erfolgte in günstiger Jahreszeit mit Hilfe von Flaschenzügen, die einerseits am Pfeiler, andererseits am Träger befestigt wurden. Das Niederlassen und Einrichten geschah mit Hilfe von Winden, indem je eine Seite angehoben und Schwellenlager untergebracht waren, die beim Senken nach und nach entfernt wurden.

2. Brücken der Eisenbahn von Valencia nach Leon.[66])

Die eisernen Träger wurden in den bei der Endstation Valencia befindlichen Werkstätten aufgestellt. Zum Transport dienten zwei Plattformwagen, jeder aus zwei

[66]) Revista de obras publicas 1863, S. 170. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 130.

verbundenen Vierrädern bestehend. Auf den Aehsbüchsen von je zwei Achsen ruhte ein starker Langträger ohne Zwischenlage von Federn, in der Mitte desselben war eine Quersehwelle aufgelagert; beide Querschwellen des kombinierten Wagens trugen sechs Langschwellen. Zur Aufnahme der Last waren über die Mitte dieser Langhölzer zwei miteinander verbundene breite Hölzer als Wendeschemel gestreckt, die sich um einen Bolzen anf den gut geschmierten Langhölzern dreben konnten. Mit diesem Bolzen wurde der zu transportierende Brüekenträger behufs Festhaltung seiner Lage verbunden. Die Längsträger der beiden den Plattformwagen bildenden Vierräder waren durch starke eiserne Scharniere verbunden. Unter einem Querträger des eisernen Oberbaues, etwa in $^1/_4$ der Länge von jedem Ende, wurde ein Querholz angebracht, welches sich anf den Wendeschemel des betreffenden Plattformwagens lagerte, sodafs die ganze Brüeke auf zwei Stützpunkten ruhte.

Die längste auf diese Weise transportierte Brücke war die von Cea, 52 m lang für zwei Öffnungen à 24 m Lichtweite bestimmt (Gewieht 74 t). Sie wurde mit Winden auf die Plattformwagen gebracht und mit der Lokomotive 64 km weit mit einer mittleren Geschwindigkeit von 14 km pro Stunde transportiert, wobei Weichenkurven von 211 m Radius zu passieren waren. Die provisorische Brücke bestand ans Gerüstböcken, deren Schienen in Höhe der Lagerböcke auf den Pfeilern sich befanden, zu welchem Zweck der Bahndamm mit einem Gefälle von 1:100 nach der Brüeke zu provisoriseh abgetragen war. Die Brücke wurde mit Winden von den Wagen abgehoben und eingerichtet.

Ähnlich wurde mit dem Überbau der Brüeke von Esia verfahren. Die Brücke hat eine Länge von 300 m; die für je zwei Öffnungen von 50 m bemessenen, 82 bis 90 t sehweren Träger wurden auf einer Entfernung von 106 km bei einer mittleren Geschwindigkeit von 12 km pro Stunde transportiert.

3. Beim Auswechseln des Überbaues zweier Öffnungen der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg[67]) erfolgte das Einfahren neuer Träger auf eine Entfernung von etwa 650 m. Die 50 m langen Träger wurden von fünf dreiachsigen Güterwagen getragen, welche für den Transport durch eine Kurve von 450 m Radius entspreehend ausgebaut waren. Zunächst ruhten die Träger auf Walzen, welche eingeschaltet wurden, um beim Transport der Brüeke in der Quere die Steifigkeit zu beseitigen und ein entsprechendes Verschieben zu ermöglichen. Damit dies indessen gleiehmäfsig erfolge nnd um ein Abrollen der Konstruktion von den Wagen zu verhüten, waren zwei Zapfen über den inneren Achsen der beiden Endwagen angebracht. Nachdem die Brücke durch Lokomotivwinden gehoben war, wurden die Wagen untergeschoben und naeh erfolgter Lagerung abgefahren.

Litteratur.

Gitterwände der Brüeke über die Enz. Allg. Bauz. 1852, S. 378.
Eisenbahnbrücke über den Wiesen-Flufs bei Basel. Allg. Bauz. 1856, S. 122.
Thur-, Glatt- und Sitter-Brücken. Allg. Banz. 1856, S. 133.
Gitterbrücke über die Vechte bei Nordhorn. Zeitsehr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1861, S. 282.
Brücken der Eisenbahn von Valencia nach Leon. Revista de obras pnblicas 1863, S. 170.
Herstellung eiserner Brücken der russisehen Bahnen. Ann. des ponts et chaussées 1864, Heft V.
Brücken der rnssischen Nikolai-Eisenbahn. Engng. 1871, Juni.
Brücke übor den Gorai-Flufs. Engng. 1872, S. 117.
Jolomitza- nnd Telega-Brücke. Zeitsehr. f. Bauw. 1872, S. 511.

[67]) Zeitsehr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 459. Mit Abbild.

§ 21. Seitliches Einschieben von Trägern. Bei dieser Methode, bei welcher die Träger quer zur Brückenachse bewegt werden, ist ebensowohl, wie bei der gewöhnlichen Montierung ein festes Gerüst im Flusse bezw. im Thale zu erbauen. Für den Transport werden unter Umständen noch besondere Rüstungen erforderlich.

Alles, was in Bezug auf die Montierung mit festen Rüstungen gesagt ist, findet auch bei diesem Verfahren Anwendung. Man wählt dasselbe mitunter, um bei mehreren gleichen Trägern, welche nebeneinander aufzustellen sind, mit dem Gerüst für einen Träger auszukommen und die Kosten des Umsetzens der Gerüste zu vermeiden. Ein Beispiel dieser Art wurde bereits in § 18 unter No. 2 vorgeführt. (Obere Moselbrücken der Reichseisenbahnen bei Diedenhofen.) Ausgedehntere Anwendung findet indessen die bezeichnete Methode in allen den Fällen, in welchen eine Auswechselung von alten Trägern gegen neue eintreten muſs und eine zeitweise Verlegung des Verkehrs nicht statthaft ist. Natürlich muſs während des Einfahrens eine gänzliche, wenn auch kurze Unterbrechung des Verkehrs eintreten.

In dem bereits vorgeführten Beispiel geschah die seitliche Verschiebung der fertigen Konstruktion auf Rollen; in nachstehenden Beispielen ist dieselbe auf Wagen und bezw. auf Kugeln (Patent Weikum) bewirkt.

1. Auswechselung einer provisorischen Holzkonstruktion gegen eine Eisenkonstruktion.[68]) Donau-Brücke der österreichischen Nordwest-Bahn. F. 5, T. X.

Die Gesamtlänge der Holzkonstruktion betrug 102 m, welche in sechs Öffnungen abgeteilt war. Die neue Brücke übersetzt den Donau-Quai mit einer Eisenkonstruktion von 82,17 m Stützweite. Während der Aufmauerung und Hinterfüllung des Widerlagers und der Verlängerung des gleichzeitig für die sich anschlieſsende Hauptstrombrücke dienenden Trennungspfeilers erfolgte seitlich der provisorischen Brücke die Montierung des neuen Überbaues. Nach Beendigung derselben wurde in einer zehnstündigen Verkehrspause das Abbrechen der Holzkonstruktion bewerkstelligt, die neue Eisenkonstruktion in die definitive Lage geschoben und die Umlegung des Gleises vor der Brücke bewirkt.

Man nahm die Montierung auf der dem künftigen zweiten Gleise entsprechenden Seite der provisorischen Brücke im Abstande von 6 m von der bestehenden Gleisachse vor. Das Montierungsuntergerüst, welches bis 0,8 m unter Konstruktionsunterkante reichte, bestand aus 12 Gerüstböcken, welche unter jedem zweiten Knotenpunkte des Eisenwerks zu stehen kamen und über welchen die Tragbäume und der Bohlenbelag befestigt waren. Ein ebenfalls aus zwölf Bindern bestehendes, zweckmäſsig eingerichtetes Obergerüst vollendete die eigentliche Rüstung. Zur leichteren Aufbringung aller Eisenteile war aufserdem in Brückenmitte zur Seite des Gerüstes ein Hebeturm angebracht.

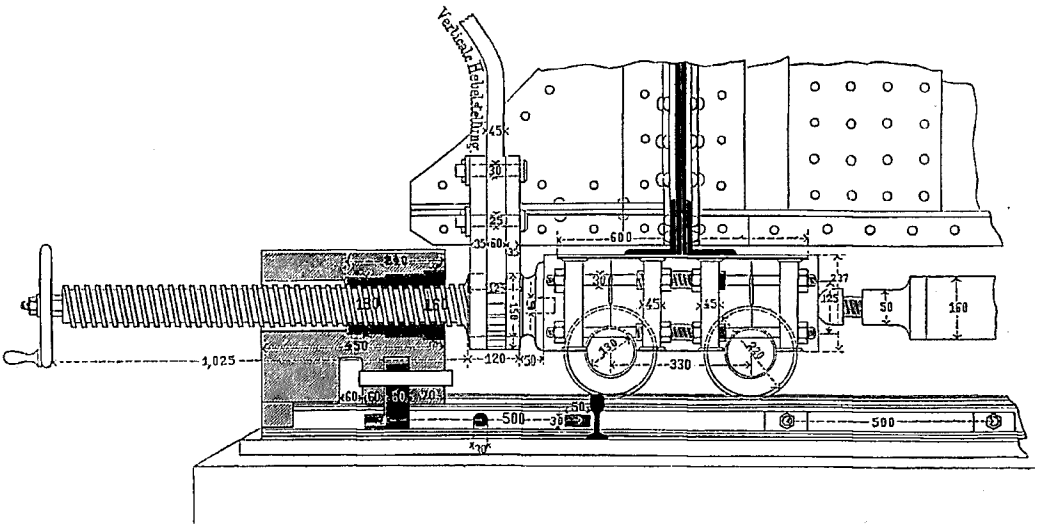
Nach vollendeter Montierung wurden die Querschwellen und das Gleis auf dem Überbau befestigt und gleichzeitig die Oberrüstung und der Hebeturm entfernt.

Das Einschieben der Konstruktion erfolgte in der Weise, daſs nur die Stützpunkte des Überbaues auf der erforderlichen Rollvorrichtung ruhten, s. Fig. 17, S. 161. Diese letztere bestand für jedes Brückenende aus zwei Rollwagen, welche auf einer Schienenbahn beweglich waren und welche mittels an die Schienenbahn befestigter Schraubengewinde in Bewegung gesetzt wurden. Jeder Wagen war aus drei Teilen ge-

[68]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 1.

bildet, deren Trennungsebenen sich vertikal über den Zapfenmitteln der Rollen befanden, sodafs nach Lösung der die Wagenteile verbindenden Schrauben ein Auseinandernehmen und Entfernen der Wagen leicht möglich war, ohne dafs es nötig wurde, die vorher anderweitig zu stützende Brücke erst zu heben.

Fig. 17.



Die Rollbahnen wurden zur Seite der Anflagerplatten und derart angelegt, dafs die Konstruktion sich während des Verschiebens etwas über ihrer definitiven Höhenlage befand, beides in Rücksicht auf die Herstellung der Auflagerung. Jene Anordnung machte eine provisorische Aussteifung der Endfelder nötig.

Für die Rollbahnen wurden Schienenpaare von starken Profilen benutzt, welche in Abständen von 500 mm verbunden waren. Die hierzu benutzten Stahlbolzen dienten gleichzeitig als Angriffspunkte für die zur Verschiebung verwendeten Schraubenwinden, die dementspreehend versetzt werden mufsten, nachdem die Last um 500 mm verschoben war.

Da die eingeschobene Eisenkonstruktion behufs Herstellung der Auflagerung um 20 mm gesenkt werden mufste, wurden nach Entfernung der Rollwagen zwischen der oberen und unteren Platte eines jeden Kipplagers zwei gufseiserne Keilstücke angebracht, welche durch je zwei Schraubenspindeln mit rechtem und linkem Gewinde verbunden waren. Durch Drehen der Spindeln wurde ein Auseinandergeben der Keilstücke und damit allmähliches Senken herbeigeführt.

Die bei dieser Verschiebung beobachteten bedeutenden Widerstände sind in der oben angegebenen Quelle näher erörtert.

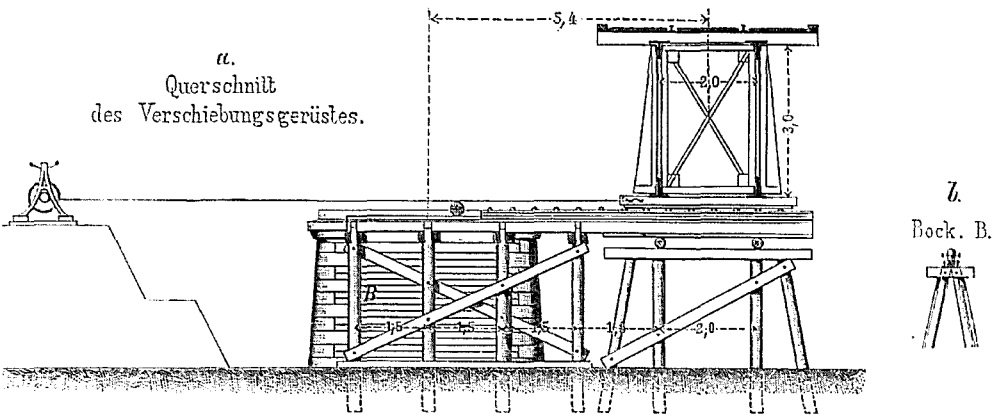
Das Gesamtgewicht der Brücke war 262,3 t.

2. Umbau der Waag-Brücke bei Tornocz.[69])

Seehs Öffnungen der Waag-Brücke von zusammen 185,66 m Weite, welche in den Jahren 1864/65 in Holz hergestellt waren, wurden umgebaut und die Holzpfeiler durch steinerne ersetzt. Stützweite der neuen Öffnungen 30,8 m; die Eisenkonstruktion in Längen von je 62,1 m geht kontinuierlich über zwei Öffnungen.

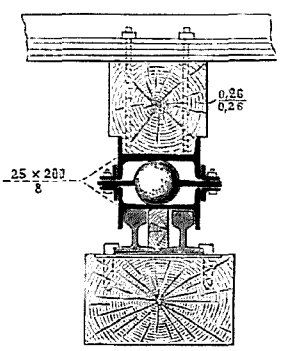
[69]) Allg. Bauz. 1880, S. 79.

Fig. 18.



Das Montierungsgerüst wurde in einem Achsenabstande von 5,4 m von der alten Brücke errichtet; Niveau desselben 7 cm über den Auflagerplatten. Für jede Brückenabteilung von 62,1 m Länge wurden sodann vier Bockgerüste (s. Fig. 18) jeweils nächst den Pfeilern aufgestellt und mit Langbölzern, welche in gleicher Höhe mit dem Montierungsgerüst lagen, überdeckt. Auf diese Langbölzer wurden zwei Stück 9 m lange Schienen mit zwischengelegtem Holzfutter und aufgelegten ⊢-Eisen, an der zu verschiebenden Eisenkonstruktion aber starke eichene Querschwellen mit daran befestigten ⊢-Eisen, wie Fig. 19 zeigt, angebracht. Zwischen den ⊢-Eisen lagen auf jedem Bocke 30 Stück Kanonenkugeln von 117 mm Durchmesser. Die Verschiebung der 64,84 t schweren Massen erfolgte mit Hilfe von vier Winden und acht Arbeitern in 11 Minuten. Gesamtkosten der mit Geländern 189,78 t schweren Eisenkonstruktion 65184 M.; das Verschieben der Eisenkonstruktion, die Herstellung der Montierungsgerüste, sowie Beschaffung der Apparate kostete 5702 M.

Fig. 19. Detail bei *A*.



Litteratur.

Umbau der eingleisigen Eisenbahnbrücke über die Havel bei Werder in eine zweigleisige. Deutsche Bauz. 1873, S. 179.

Umbau der Havel-Brücken bei Potsdam und Werder. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 135.

Stadlauer Donau-Brücke bei Wien. Allg. Bauz. 1881, S. 7.

Ferdinands-Brücke in Graz. Eisenbahn 1882, II. S. 53. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 23 u. 43.

Eisenbahnbrücke über die Moldau bei Budweis. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 126.

Einschieben der Schiffkorn-Träger des Stranover Viadukts der österr. Nordbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 21.

Verschiebung der alten Maafs-Brücke bei Venlo um 1443 mm in einer fünfstündigen Pause. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, Aug., S. 719. Mit Abbild.

§ 22. Einschieben von Trägern ohne Anwendung durchgehender Rüstungen.

Die Anwendung dieser Methode setzt voraus, dafs die einzubringenden Träger in der Nähe der Brückenbaustelle zusammengesetzt werden können. Sie ist vielfach benutzt sowohl bei Einzelträgern, welche zum Zweck des Hinüberwalzens provisorisch miteinander verbunden waren, als auch bei kontinuierlichen Trägern. Während das Trägerende in einer Öffnung frei schwebt, vervollständigen die anschliefsenden Träger das Gegengewicht.

Man vermeidet hierbei in der Regel alle Rüstungen in der Brückenöffnung, setzt indessen die Träger einer grofsen Inanspruchnahme aus, der man durch Einbauen von Holzpfosten zwischen die Gurtungen u. s. w. entgegen zu arbeiten sucht. Um dieselbe noch mehr zu verringern, versieht man das vordere Trägerende mit einem leichten, weit ausladenden Sehnabel, dessen Spitze behufs bequemeren Auflaufens auf die Pfeiler höher als die untere Gurtung liegt.

Während des Einschiebens sind die Träger von Rollen unterstützt; es ist unbedingt notwendig, darauf zu sehen, dafs dieselben gleichmäfsig belastet sind. Man hat dies, wie in den ersten Beispielen gezeigt werden wird, in unvollkommener Weise durch Unterstecken von Blechen erreicht; späterhin wurden die Rollen auf hydraulische Pressen gelegt und die Sicherheitsventile dieser Pressen gaben sofort eine übermäfsige Belastung an; selbst vollkommen gleiche Belastungen sind dadurch erzielt, dafs man die beiden Preſscylinder in Verbindung setzte. Die hydraulischen Pressen ermöglichen es auch, eine Rolle sofort zu entlasten und zu verrücken, wenn etwa der Überbau etwas aus der Richtung abweichen sollte. In dieser Weise wurde die Brücke über den Scorff bei Lorient[70]) (Orleansbahn) (drei Öffnungen, 175 m lang, Gewicht 1000 t) ausgeführt, desgleichen die Brücke über die Loire bei Angers (drei Öffnungen, 135 m lang, 675 t Gewicht), die Weichsel-Brücke bei Warschau (sechs Öffnungen von je 80 m Weite, je zwei Träger kontinuierlich, Gewicht 4896 t). Um den angegebenen Zweck zu erreichen hat man auch das Prinzip der Kipplager zur Anwendung gebracht und dementsprechend die Rollen paarweise oder zu dreien in Rahmen gelagert, welche um eine horizontale Achse drehbar sind. Wegen der betreffenden Einzelheiten ist § 16 des XIV. Kapitels des vierten Bandes (Baumaschinen) zu vergleichen.

Man betrachtete das Überschieben bislang als Unfällen wenig ausgesetzt; neuere Erfahrungen haben indessen gezeigt, dafs dabei mit grofser Vorsicht zu Werke gegangen werden mufs. So stürzte beim Viadukt de la Tardes ein Träger beim Überschieben ein[71]); das Gleiche geschah bei der Brücke bei Douarnenez.[72])

1. Brücke über den Niemen bei Grodno.[73])

Dieselbe liegt 31,4 m über dem Wasserspiegel und hat drei Öffnungen von 56,2, 69,0 und 56,2 m Weite. Die Gleise liegen über den 7 m hohen Gitterträgern. Gewicht des Überbaues 1240 t. Der Überbau wurde am Ufer fertig gestellt und ohne provisorische Unterstützung übergeschoben, wobei die 1240 t einen Weg von 300 m machen mufsten. Zu dem Zwecke wurde auf dem Damme der Überbau durch acht Paar Rollen gestützt, welche 31 m voneinander auf starkem Holzunterbau ruhten. Dieselben waren aus Schmiedeisen, 55 cm lang und mit Rillen versehen, um die Nietreihen aufzunehmen. Ihre Achsen gestatteten eine geringe Senkung, um Entlastungen vornehmen zu können. Auf einer Seite war die Achse über das Lager verlängert, und hier griff ein sehr kräftiges, mehrfach übersetztes Vorgelege an. Dies geschah, um die auf Drehung der Rollen wirkende Kraft so abzuschwächen, dafs keine Beschädigungen an den Apparaten vorkommen konnten; nur bei gleichzeitiger Wirkung an allen war eine Fortbewegung möglich, wodurch sich die angreifende Kraft bei jeder einzelnen von selbst regulierte. Von den acht Paar Rollen, welche den Brückenkörper trugen, waren sieben Paar mit

[70]) Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 247.

[71]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 10. — Le génie civil 1884, Aug., S. 237; 1885, Jan., S. 197. — Deutsche Bauz. 1885, S. 50.

[72]) Le génie civil 1885, Jan., S. 149, 165. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 16.

[73]) Ann. des ponts et chaussées 1864, I. S. 257.

Kurbeln und Vorgelege versehen, an jeder Kurbel arbeiteten fünf Mann, also waren im ganzen 70 Mann zum Drehen nötig.

Die Bewegung erfolgte mit rasch folgendem, ruckweisen Vorschreiten um 1 bis 2 mm, in der Stunde konnte der Überbau 4 bis 5 m vorrücken. Vorsprünge an Laschen u. s. w. wurden durch zwischengelegte Keile, welche ein Ansteigen bei einer Neigung 1:20 und ein Absteigen bei einer solchen von 1:5 ermöglichten, überwunden. Die frei werdenden Rollenpaare wurden vorn wieder angebracht.

Als das Ufer erreicht war, mußten weitere Vorkehrungen getroffen werden, da der Überbau mit dem vorderen Ende über der ersten Öffnung bis 58 m und über der Mittelöffnung bis 67 m frei schweben mußte. Hierdurch wurden die Rollen und die Träger selbst, sowohl in den Gurtungen als in den Gittern ungewöhnlich stark in Anspruch genommen. Man traf folgende Maßregeln:

a. Auf den Pfeilern wurden zwei Rollenpaare angeordnet. Dieselben wurden ungleich belastet, weil wegen Durchbiegung der Träger die untere Gurtung nicht horizontal lag, daher auch die hintere Rolle etwas höher gestellt werden mußte, als die vordere. Dies genügte aber nicht, da die Neigung sich beim Fortschreiten der Träger infolge der stets verschiedenen Durchbiegung fortwährend änderte. Ferner trat durch den geringsten Vorsprung an der Untergurtung die Entlastung einer Rolle ein. Man half sich mit verschieden dicken Stücken Bandeisen, welche zwischen die Gurtung und die zu leicht bewegliche Rolle gesteckt wurden.

b. Das Gewicht des überhängenden Endes eines Überbaues war durch Weglassung einiger Querträger u. s. w. von 6 t auf 5,7 t f. d. lfd. m verringert. Ein dreieckiger Schnabel von 23,5 m Länge war vorn angebaut mit einem Gewicht von 22 t gegenüber dem entsprechenden Gewicht des Überbaues von 23,5 . 5,7 = 133,95 t. Durch diese Mittel wurde die Maximalbeanspruchung der Gurtungen, während das freischwebende Stück des Trägers die größte Länge erreicht hatte, auf 12 kg f. d. qmm gebracht. Der Schnabel hatte an der Spitze eine schiefe Ebene von 35 cm auf $1^1/_2$ m Länge zum Anlaufen auf die Rollen; die Senkung der Spitze betrug in Wirklichkeit 28 cm gegenüber den berechneten 30 cm.

c. Die Berechnung ergab den Druck auf jede der vier Rollen zu 150 t. Die hierdurch hervorgerufene Querkraft, welche in den Gittern eine erheblich größere Inanspruchnahme, als die normale von 12 kg f. d. qmm erzeugte, mußte auf beide Gurtungen verteilt werden. Dies geschah durch etwas schräg zwischen die Gurtungen eingekeilte Streben von Rundholz, welche indessen nur auf den Stellen angebracht wurden, wo der Stützendruck am größten war.

d. Große Höhe und verhältnismäßig geringe Dimensionen der gußeisernen Pfeiler ließen befürchten, daß die überrollenden 1200 t zu bedeutende seitliche Biegungen veranlassen würden. Mit Rücksicht hierauf waren die Flantschen zwischen den einzelnen Rohren sehr kräftig verbunden. Unter der Annahme, daß die Pfeiler eine Seitenkraft von 60 t aufzunehmen hätten, berechnete sich die Inanspruchnahme der gußeisernen Wandungen auf 3 kg und die der Schraubbolzen in den Flantschen auf 11 kg f. d. qmm.

Endlich wurde auf jedem Pfeiler eine Rolle mit und eine solche ohne Vorgelege aufgestellt. Die bewegbare suchte die Pfeiler nach rückwärts zu biegen, während die lose ihn nach vorwärts schob, sodaß hierdurch die Biegung des Pfeilers vermindert wurde.

Diese Vorbereitungen dauerten von August 1861 (Oberbau fertig montiert) bis Januar 1862. Bei —44° C. begann am 20. Januar das Überrollen, am 31. kam die Spitze des Vorbaues auf dem zweiten Mittelpfeiler an. Die Pfeiler bogen sich um wenige Millimeter. Man versuchte nun den ersten, jetzt seine Maximalbelastung tragenden Pfeiler dadurch zu biegen, daß man die beiden hier angebrachten Rollen drehte. Der Pfeiler bog sich um 20 mm nach rückwärts und schnellte beim Nachlassen des Getriebes wie eine Feder zurück.

2. Der Iglava-Viadukt.[71]) F. 3^{a-k}, T. IX.

Die Länge der Brückenträger beträgt 373,5 m, eingeteilt in sechs Felder à 62,7 m von Achse zu Achse der Pfeiler. Die Trägerhöhe ist 5,65 m. Die Schienenoberkante liegt 42,72 m über Niedrigwasser. Die Eisenkonstruktion der Pfeiler ist bei einem Pfeiler

[71]) Allg. Bauz. 1870, S. 173.

21,4 m, bei den übrigen 26,4 m hoch. Dieselbe ist gebildet aus je vier gufseisernen Säulen von 0,50 m äufserem Durchmesser und 9 cm Wandstärke.

Das Montieren der Träger geschah auf dem Lande; das Hinüberwalzen erfolgte in sieben Perioden. Hierbei wurde das frei vorstehende Ende der Konstruktion inmitten jeder Öffnung durch einen Holzpfeiler (F. 3^{b-k}) unterstützt. Selbst für die hierdurch beschränkte freie Weite war es indessen nötig, Ausfütterungsbleche an verschiedenen Stellen anzubringen, woselbst bei der definitiven Verwendung geringere Querschnittsdimensionen genügten. Die Holzpfeiler wurden etwas jenseits der Mitte jeder Öffnung aufgeführt, weil beabsichtigt war, die Eisenpfeiler vom vorstehenden Balkenrande aus zu montieren. Hiervon wurde jedoch Abstand genommen, um keine ungebührlichen Beanspruchungen der Trägerkonstruktion herbeizuführen und es erfolgte das Montieren der Eisenpfeiler etagenweise mit Hilfe sogenannter Fluggerüste, d. h. von Gerüsten, die jedesmal nach Fertigstellung einer Etagenhöhe bis zur Höhe der nächsten Etage aufgebaut wurden, vergl. § 15, S. 136.

Auf jedem Eisenpfeiler waren drei Paar, auf jedem Holzpfeiler zwei Paar Rollen angebracht, die in festen Lagern ruhten. Nach aufsen hin waren die Rollen über ihre Auflager hinaus verlängert und mit Hebelratschen versehen, welche sämtlich verbunden waren, um eine gleichmäfsige Bewegung herbeizuführen.

Die Stellungen der Winden, Flaschenzüge u. s. w. sind in den Figuren 3^{a-d}, T. IX dargestellt, die Anzahl derselben sowie der erforderlichen Menschenkräfte in den einzelnen Versehiebungsperioden geben aus der auf S. 166 beigefügten Nachweisung hervor. Bei der in F. $3^{a\text{ u. }b}$ gezeichneten zweiten Verschiebung waren zum Anziehen der Hebelratschen die zum Zweck einer gleichmäfsigen Bewegung gekuppelten Winden *A* (F. 3^{e}, Winde mit einfacher Übersetzung, Zahnrad *a* an der Kurbelachse, *c* Seiltrommel von 0,20 m Durchmesser) in Gebrauch, während zum Nachschieben des Trägers selbst die doppelt übersetzte Winde *B* (F. 3^{f}, äufseres Zahnrad *a* an der Kurbelachse, *c* Seiltrommel von 0,25 m Durchmesser) innerhalb der Konstruktion wirkte. Das Seil der Seiltrommel stand, um die Wirkung zu vergröfsern, mit einem Flaschenzuge in Verbindung, dessen Flaschen in der Weise am Landpfeiler und an dem Träger befestigt waren, wie die Figuren $3^{a\text{ u. }b}$ angeben. Das Zurückziehen der Hebelratschen erfolgte mit Hilfe von Flaschenzügen bei gleichzeitigem Feststellen und Anhalten der Winde *B*. Die auf diese Weise bewirkte Verschiebung ging mit einer Geschwindigkeit von etwa 2 m in der Stunde vor sich.

Von der 5. Periode an konnte das Zurückziehen der Hebelratschen nicht mehr mit Flaschenzügen allein bewirkt werden und geschah dies alsdann mittels der einfach übersetzten Winde *C* (F. 3^{g}, Zahnrad *a* an der Kurbelachse, *c* Seiltrommel von 0,542 m Durchmesser). Ebenso wurde mit der 6. Periode eine dritte Winde *A* für das Anziehen der Hebelratschen erforderlich. — Die letzte (7.) Verschiebung zeigen die Figuren $3^{c\text{ u. }d}$.

Die Montierung der Brückenkonstruktion wurde am 1. August 1869 begonnen und am 20. April 1870 beendet. Die Gewichte der Pfeiler und die Aufstellungszeiten sind in Tabelle I, S. 166 angegeben.

Die Verschiebung der Brückenträger wurde am 5. August 1869 begonnen und am 31. Mai 1870 beendet. Die Zahl der Rollen, auf welchen die Verschiebung erfolgte, wurde nach und nach von 14 auf 50 erhöht, die Zahl der dabei thätigen Arbeiter schwankte zwischen 22 und 43.

Die Perioden stellen sich nach Tabelle II, S. 166 dar.

Die Ausführung geschah durch die Firma Cail & Co. in Paris für den Gesamtpreis von 653000 M., falls keine Mindergewichte nach der Ausführung sich zeigten. In letzterem Fall sollten als Einheitspreise der Rechnung zu Grunde gelegt werden: für 100 kg Schmiedeisen in der fertigen Konstruktion 46 Mark, für 100 kg Gufseisen 31 Mark einschl. Zoll (beispielsweise für 100 kg bearbeitetes Schmiedeisen 8 M.)

Tabelle I.

Pfeiler-No.	Höhe der Eisenkonstruktion m	Gewicht Tonnen: Gufseisen.	Gewicht Tonnen: Schmiedeisen.	Die Aufstellung ward: begonnen	Die Aufstellung ward: beendet	Zahl der Arbeitstage.	Bemerkungen.
				1869			
1	21,4	49,15	34,25	1. August	15. September	45	*) Die Unterbrechung der Arbeiten am 4. u. 5. Pfeiler wurde durch den Bruch einiger Röhren, für welche Ersatz besobafft werden mufste, herbeigeführt.
2	26,4	59,9	39,60	1. August	15. September	45	
3	26,4	59,9	39,60	15. September	1. November	45	
4*)	26,4	59,9	39,60	15. November	15. Dezember	52	
				1870			
				S. April	30. April		
5*)	26,4	59,4	39,60	1. Dez. 1869	1. Januar	52	
				8. April 1870	30. April		
	Auflagerplatten der Landpfeiler	1,8					
		290,05	193,65				

Tabelle II.

Periode.	Zeit: von	Zeit: bis	Anzahl Tage.	Verschiebung: einzeln m	Verschiebung: zusammen m	Der bewegten Eisenkonstruktion: Länge m	Der bewegten Eisenkonstruktion: Gewicht einschl. prov. Belag t	Anzahl der Rollen.	Anzahl Arbeiter und benutzte Winden: oben auf der Konstruktion.	unten in der Konstruktion.	zum Zurückziehen der Hebel.	Aufsicht und Schmieren der Rollen.	Summe der Arbeiter.
	1869												
1.	5. Aug.	9. Aug.	5	55,55	55,55	162,9	380	14	6 (1 Winde)	6 (1 Winde)	8 (2 Flaschenz.)	2	22
2.	5. Okt.	15. Oct.	11	70,0	131,6	238,1	590	22	10 (2 Winden)	6 (1 Winde)	12 (2 Flaschenz.)	3	31
3.	10. Nov.	21. Nov.	12	55,5	187,1	263,3	653	32	10 (2 Winden)	12 (2 Winden)	14 (2 Flaschenz.)	4	40
	1870												
4.	10. Jan.	16. Jan.	7	36,8	223,9	328,5	809	38	11 (2 Winden)	14 (2 Winden)	14 (2 Flaschenz.)	4	43
5.	27. April	30. April	4	24,0	247,9	373,5	970	48	11 (2 Winden)	14 (2 Winden)	6 (1 Winde)	4	35
6.	10. Mai	17. Mai	8	66,5	314,4	373,5	970	54	20 (3 Winden)	7 (1 Winde)	7 (1 Winde)	4	38
7.	25. Mai	31. Mai	7	59,1	373,5	373,5	970	50	16 (3 Winden)	6 (1 Winde)	7 (1 Winde)	4	33

4. Die Donau-Brücke bei Stadlau.[75]) F. 2^{a-e}, T. IX.

Diese Brücke ist zweigleisig und besteht über dem Hauptstrom, durch vier steinerne Strompfeiler von 3,8 m Stärke und 79,67 m Achsendistanz in fünf Felder von 76,97 m Lichtöffnung geteilt, aus einer zusammenhängend konstruierten 7,59 m hohen Gitterkonstruktion, an welche sich auf dem linken Ufer, von kleineren Steinpfeilern von 2,53 m Stärke und 36,29 m Achsendistanz getragen, eine Flutbrücke mit 10 gleich grofsen Feldern (Lichtweite je 33,76 m) anschliefst.

Die auf dem Bahndamme montierte Eisenkonstruktion wurde über die Öffnungen und Pfeiler an Ort und Stelle verschoben. Zu diesem Zwecke ruhte die ganze Konstruktion am Lande auf gufseisernen Rollen von 0,92 m Durchmesser, welche in Entfernungen von 30 m standen, ebensolche Rollen befanden sich auf den Pfeilern und Widerlagern.

Da keine Zwischenpfeiler gebaut wurden, so erhielt die Konstruktion einen aus Eisen hergestellten Schnabel von 30 m Länge, dessen Spitze nach oben stark abgerundet

[75]) Allg. Bauz. 1870, S. 276. — Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 41; 1872, S. 9 und 27.

wurde, um bei der voraussichtlichen Senkung während des Freischwebens ein leichteres Auflaufen auf die jenseitigen Rollen herbeizuführen. Der Teil der Gitterwand, welcher vor dem Auflaufen des Schnabels über der Landpfeilerrolle stand und einen beträchtlichen Vertikaldruck auszuhalten hatte, wurde durch provisorisch zwischen die obere und untere Gurtung angebrachte Stützen abgesteift. Der Motor für die Verschiebung der etwa 1250 t schweren Masse der ersten Verschiebungsperiode war ein durch Menschenhände bewegtes Getriebe (F. 2^{a-c}), welches unmittelbar hinter dem Widerlager aufgestellt war, um den Widerlagspfeiler noch als Gegenhalt benutzen zu können. Mittels dreier auf einer Welle befindlichen Zahnräder zog das Getriebe drei Bolzenketten an sich heran; die anderen Enden der Ketten waren an einem provisorisch abgestrebten Querträger der Brückenkonstruktion befestigt; auf diese Weise wurde der ganze, auf den gutgeschmierten festen Rollen ruhende Brückenträger in Bewegung gesetzt. Die beiderseitigen Kurbeln des Getriebes wurden in der ersten Periode der Verschiebung von je acht Mann bedient. Die Unebenheiten der mit wechselndem Querschnitt konstruierten unteren Gurtung wurden bei den rückwärtigen Rollen durch Blechzwischenlagen ausgeglichen, welche der bei der Rolle stehende Arbeiter nach Bedarf der Dicke in ein oder mehreren übereinander gelegten Stücken zwischen Gurtung und Rolle einlegte und sie, von rückwärts stets wieder Ersatz bringend, durchwalzen liefs. Die Abstufungen in der Gurtung selbst waren im Hinblick auf die Verschiebung schon von vornherein durch keilförmiges Ausschmieden der aufgenieteten Gurtungsbleche übergangsfähig gemacht. Nach jedesmaligem Ablauf der Kette mufste dieselbe weiter zurück angehunden werden, was jeweils einen Aufenthalt von ein Paar Stunden verursachte. Diesen nicht eingerechnet, betrug die durchschnittliche Vorwärtsbewegung in der Stunde 4 m.

Die Verschiebung zunächst der zwei ersten Öffnungen begann, nachdem mit Ende April 1870 drei Öffnungen auf dem Montierungsboden vollkommen fertig gestellt waren. Sie dauerte vom 2. bis 20. Mai und erlitt einen Aufenthalt von mehreren Tagen durch den Umstand, dafs der allzu leicht konstruierte Schnabel dem Auflagerdruck auf dem ersten Pfeiler nicht widerstehen konnte und Verstärkungen erhalten mufste. Die zweite Verschiebungsperiode, bei welcher ein Weg von 239,24 m zu machen war, konnte infolge von allerlei Störungen erst am 16. August 1870 begonnen und am 6. September 1870 beendet werden. Bei dieser Operation wurde für das letzte Anbinden der Verschiebungsketten ein nach rückwärts hervortretender Schnabel von 16,8 m an das Portalende angebracht, und das zu bewegende gröfsere Gewicht erforderte eine Vermehrung der Kraft am Motor, namentlich auch Aufstellung einiger Hilfswinden. Dieser Schnabel ist der in F. 2^a dargestellte.

Aus den vom Inspektor Schmidt mitgeteilten Berechnungen geht hervor, dafs der Gesamt-Widerstandskoefficient beim Verschieben bis auf 0,327 der bewegten Last stieg. Die beobachteten Einsenkungen des vorragenden Trägerendes stimmen mit den hierfür berechneten Werten überein, wenn man den Elasticitätsmodul der Eisenkonstruktion zu 1400000 t, d. h. zu nur 77,7 % des für homogene schmiedeiserne Stäbe geltenden Wertes annimmt. Für dasjenige Feld, welches beim Vorrollen jeweilig frei überhing, mufs der Elasticitätsmodul zu nur 1200000 t, d. h. zu 70 % desjenigen für homogene Stäbe angenommen werden, woraus auf die ungemeine Inanspruchnahme, welche die Eisenkonstruktion zu erleiden hatte, geschlossen werden kann. Schmidt rät selbst, die Aufstellung in dieser Weise bei Lichtweiten von 78 m nur in besonderen Fällen, wo kein anderer Ausweg vorhanden, bewirken zu lassen.

Litteratur.

Brücke über den Orbieu bei Villedaigne. Ann. des ponts et chaussées 1861, II. S. 62.
Eisenbahn-Viadukt über die Saane bei Freiburg. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 169. — Nouv. ann. de la constr. 1863, S. 161.
Brücke über den Niemen bei Grodno. Ann. des ponts et chaussées 1864, Heft V.
Gitterbrücke mit Röhrenpfeilern bei Argenteuil. Nouv. ann. de la constr. 1864, S. 5.
Crumlin-, Sitter- und Saane-Viadukt. Mémoirs sur les piles en charpente métallique des grands viaducs par Nördling. Ann. des ponts et chaussées 1864.
Iglava-Viadukt. Allg. Bauz. 1870, S. 173.
Donau-Brücke bei Stadlau. Allg. Bauz. 1870, S. 276. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871, S. 137. — Nouv. ann. de la constr. 1870, S. 41; 1872, S. 9, 27.
Vier Viadukte mit gufseisernen Pfeilern und schmiedeisernem Überbau. Ann. des ponts et chaussée 1870, S. 125.
Brücke über den Ganges bei Cawnpore. Engng. 1870, Okt. S. 318, Nov. S. 381. — Mech. Magaz. 1870, Nov.
Waag-Brücke nächst Tornooz in Ungarn. Allg. Bauz. 1871, S. 285.
Nil-Brücke bei Kairo. Engng. 1872, Sept. — Ann. industr. 1872, Juli.
Strafsenbrücke über die Ouse zu Lynn. Engng. 1873, Dez. S. 463.
Betrachtungen und Vorschläge zum Hinübersobieben ganzer Brückenkonstruktionen. Allg. Bauz. 1874, S. 84.
Rance-Viadukt bei Dinan (96 m Spannw.) Engng. 1879, Juni, S. 481, 489. — Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 159.
Eisenbahnbrücke über die Seine bei Conflans. Engng. 1879, Juli, S. 15. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 263.
Viadukt über das Thal von St. Leger. Ann. des ponts et chaussées 1882, II. S. 395, 478. — Revue industr. 1883, S. 335 u. 339.
Viadukt über den Rio Daô auf der Beira-Alta-Eisenbahn in Portugal. Ann. des travaux publics 1882, S. 561. Mit Abbild.
Über den gegenwärtigen Stand des Brückenbaues. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 7.
Verschiebung der Rhein-Brücken bei Alt-Breisach, Neuenburg und Hüningen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 22.
Viadukt von Marly-le-roi. Nouv. ann. de la constr. 1884, S. 49.
Viadukt de la Tardes. Génie civil 1884, S. 237; 1885, S. 197. — Ann. des travaux publics 1884, S. 1222. — Deutsche Bauz. 1885, S. 50. — Engineer 1885, I. S. 318, 331. Mit Abbild. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 10.
Brücke bei Douarnenez. Le génie civil 1885, S. 149 u. 165. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 11.
Oliveninsel-Brücke im Kriegshafen von Pola. (Mit Benutzung der Ebbe und Flut.) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 106.
Brücke über den Minho. Génie civil 1886, Mai, S. 33. Mit Abbild.

§ 23. Einbringen mit Pontons. Pontons sind sowohl benutzt, um Brückenträger einzufahren, als auch zur Entfernung von alten auszuwechselnden Trägern. In dem einen wie dem anderen Falle werden Gerüste im Wasser erforderlich, um die Träger davon abheben bezw. darauf ablagern zu können.

Vielfach sind die Träger, welche mit Pontons eingefahren waren, gleich auf den vorerwähnten, in ruhigem und verhältnismäfsig seichtem Wasser aufgebauten Gerüsten montiert worden. In anderen Fällen nahm man indessen hiervon Abstand, montierte die Träger auf einem bequemen Platz in der Nähe des Flusses und walzte die fertigen Träger sodann zum Abheben auf die im Wasser befindlichen Gerüste.

Um das Abheben zu bewirken, werden die Pontons beim Unterfahren stark belastet bezw. mit Wasser gefüllt; bei Hinwegnahme der Belastung bezw. beim Auspumpen der Pontons heben die letzteren die Träger von den Rüstungen und werden mit denselben in die Brückenöffnungen gebracht. Das Niederlassen erfolgt durch Belasten der Pontons bezw. durch Einlassen von Wasser. Bei Brückenbauten in der Nähe des Meeres läfst sich die Flut und Ebbe benutzen, um das Abheben bezw. Ablegen zu bewerk-

stelligen. Die Tragfähigkeit der zu benutzenden Fahrzeuge (nicht seiten alte Flufskähne) ist durch Reehnung zu prüfen.

Bekanntlich ist die Stabilität eines schwimmenden Körpers umso gröfser, je höher das Metacentrum M über dem Scbwerpunkte S des Körpers liegt. Betrachtet man den Schiffskörper näberungsweise als prismatisch, bezeicbnet mit b seine Breite im Wasserspiegel, mit F den eingetauchten Querschnitt, mit J dessen Schwerpuukt, welcher um h unter S liegt, so ist für kleiue Schwingungswinkel die Höhe des Metacentrums über dem Schwerpunkte S:[76])

$$u = \frac{b^3}{12\,F} - h.$$

Werden, wie es vielfach vorkommt, zwei Pontons uebeneinander gebracht, fest miteinauder verbunden uud versteift, und bezeichuet man mit B die äufsere Breite beider Pontons im Wasserspiegel, mit b die entsprecheude freie Breite zwischen den Schiffen, so nünmt die Formel den Ausdruck an:

$$u = \frac{B^3 - b^3}{12\,F} - h.$$

1. Hunte-Brücke bei Elsfleth.[77])

Dieselbe hat drei mit festem Überbau versehene Öffnungen von je 31,5 m Weite, denen sich eine einarmige Drehbrücke von 12 m anschliefst. Der Überbau ist eingleisig mit obenliegender Fahrbahn; die Hauptträger sind mit parallelen Gurtungen in Fachwerkskonstruktion hergestellt.

Zur Aufstellung des Überbaues der erstgenannten Öffnungen hatte man am Ufer zwei parallele Einschnitte gemaeht, in welche Pontons einfahren konnten, und über welchen die Eisenkonstruktion montiert wurde. Neben den Einschnitten waren mehrere Pfahljoche eingesehlagen, welche nach dem Flusse zu staffelförmig an Höhe zunahmen. Man fuhr nun bei Ebbezeit die Pontons unter die Eisenkonstruktion, welche bei ansteigender Fhit von den Pontons gehoben und bei Hochwasser auf die ersten niedrigsten Pfahljoche abgesetzt wurde. Die dadurch bewirkte Hebung betrug bis 2,7 m. Während der Ebbe haute man dann ein höheres Gestell auf die Pontons, hob die Eisenkonstruktion von den ersten Pfahljochen ab und setzte sie bei Hochwasser auf die nächst höheren Joche. Nach dem Abheben von den höchsten Pfahljochen fuhr man die Pontons zwischen die Pfeiler und setzte bei eintretender Ebbe den Überbau auf die Pfeiler nieder, wobei man zum Zweek etwa erforderlicher Begulierungen durch Auspumpen von dem in den Pontons hefindlichen Wasser ein nochmaliges Aufheben des Brückenüberhaues vornehmen konnte, ohne erst die Ebbe ahzuwarten. In acht Tagen waren die drei Öffnungen sämtlich überbaut; das Gewieht des Überbaues einer Öffnung mit festem Überbau beträgt 34,8 t an Schmiedeisen, 1,1 t an Gufseisen. Die Kosten für Gerüste und Versehiffung hetrugen 7830 M.

2. Grofse Weser-Brücke bei Bremen.[78]) F. 2^{a-c}, T. VII.

Dieselbe hat drei grofse Öffnungen mit festem Überbau von je 45,57 m lichter Weite, eiue doppelarmige Drehbrücke von je 18,61 m Weite, sowie eine kleine Öffnung mit festem Überbau von 18,24 m Weite. Die Brückenträger der drei grofsen Öffnungen sind im Fachwerk mit oberer parabolischer Gurtung gebaut, deren Gesamthöhe in Trägermitte 6,25 m beträgt. Die Brücke hat drei Tragwände. Aufser den beiden Eisenbahngleisen sind zwei Fufswege vou je 1,55 m Breite auf Konsolen angebracht. Die Breite des eisernen Überbaues beträgt rund 10 m. Die Unterkante desselben liegt 4,075 m über mittlerem Wasserstand.

---

[76]) Ritter. Techn. Mechauik, 2. Aufl., § 159; Weisbachs Mechauik, I. Teil, § 340.

[77]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11.

[78]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215, 427.

Ausgeführt wurde die Brücke im Jahre 1867 von der Firma Waltjen & Co. zu Bremen. Die Träger wurden in dem Hofe der Fabrik auf Kreuzlagern von Schwellen vollständig montiert. Um dieselben sodann auf die zum Transport bestimmten eisernen Schleppkähne zu bringen, verfuhr man folgendermafsen:

Man rammte in dem neben dem Hofe liegenden Hafen drei Reihen von Pfählen in solchen Abständen, dafs die zum Transport bestimmten zwei Pontons bequem hineinfahren konnten. Die Pfähle wurden mit Holmen versehen, welche nach Art der Schiffshelgen oben rinnenförmig ausgehöhlt waren. Quer unter den Trägergurtungen wurden sodann starke Hölzer befestigt, die so lang waren, dafs sie noch etwas über die Holme hinausstanden und an den Enden gegen die oberen Gurtungen abgesteift. Nachdem nun die rinnenförmigen Flächen der Holme mit Talg geschmiert und ebenfalls geschmierte Schlepphölzer (Schlitten) auf die Holme gebracht waren, wurde der Zwischenraum zwischen Schlepphölzern und den erwähnten Unterzügen durch Keile ausgefüllt und damit die ganze Last auf die Holme übertragen. Mittels Ketten und Winden wurde sodann der Träger vorgezogen und schliefslich auf die mittlerweile eingefahrenen Pontons abgelagert. Letztere waren zu diesem Zwecke entsprechend mit Wasser gefüllt, welches behufs des Abhebens ausgepumpt wurde. Die Pontons wurden nach ihrer Entfernung aus den Pfahlreihen gegenseitig abgesteift, mit Ketten zusammengeschnürt und durch Schleppdampfer an die Brückenbaustelle gebracht. Hier wurde das Vorderteil eines Schiffes mittels eines Flaschenzuges an einen Pfeiler befestigt, das Hinterteil alsdann mittels eines anderen Flaschenzuges nebst Winde an den anderen Pfeiler herangeholt, sodafs die Schiffe querstrom zwischen die Pfeiler zu liegen kamen. Durch Anziehen und Ablassen der Flaschenzüge brachte man die Schiffe in solche Lage, dafs die Träger genau über den schon gelegten Rollen sich befanden, worauf man durch Wassereinlassen die Joche ablagerte.

Die zum Transport benutzten beiden eisernen Schleppkähne hatten eine Länge von je 28,9 m bei 5,78 m Breite und 2,89 m Höhe; jeder besafs eine Tragfähigkeit von etwa 140 t. Die Kähne wurden vor dem Einfahren mittels je zweier Heber von annähernd 15 cm Durchmesser so weit mit Wasser gefüllt, dafs das hineingelassene Wasserquantum reichlich dem Gewicht eines Joches einschl. Holzgerüst (für die grofsen Öffnungen rund 265 t) entsprach. Das Auspumpen geschah auf jedem Kahn durch vier einfach wirkende hölzerne Pumpen.

An sämtlichen Trägern wurde 154 Tage in der Fabrik gearbeitet; die Aufstellung derselben dauerte 33 Tage. Die Kosten stellten sich insgesamt, wie folgt:

959,07 t Schmiedeisen zu Hauptarbeiten, à 391,38 M.	375360 M.
44,07 t Schmiedeisen zu Nebenarbeiten (Geländer, Steinschrauben u. s. w.), à 726 M.	31995 „
42,15 t einfache Gufseisenarbeiten, à 330 M.	13910 „
28,19 t feinere Gufseisenarbeiten, à 396 M.	11163 „
0,835 t Rotgufs, à 6600 M.	5512 „
zusammen . .	437940 M.

3. Brücke über den Niemen zu Kowno.[79])

Dieselbe hat vier Öffnungen, zwei äufsere von 70,18 m, zwei mittlere von 78,72 m Spannweite. Jeder Pfeiler besteht aus vier Säulen, deren zwei den Eisbrecher tragen.

Die beiden äufseren Überbaue wurden auf leichten Hilfsbrücken montiert, da die geringe Wassertiefe ein Heranschiffen derselben auf Pontons nicht gestattete. Die Träger

[79]) Ann. des ponts et chaussées 1864, I.

für die mittleren Öffnungen wurden am rechten Ufer vernietet. Dieselben lagen parallel zum Ufer, wodurch folgende Bewegungen notwendig wurden: Eine horizontale, normal zur Längenachse der Träger gerichtete bis zum Ufer, — vertikale Hebung um etwa 6 m, d. h. etwas höher, als die demnächstige Lage, — Senkung auf die mit 12 m hohen Gerüsten versehenen Pontons, — Drehung der Längenachse normal zum Stromstrich, — Heranlösen zwischen die Pfeiler, — Senkung bis auf die Unterlagsplatten auf den Pfeilern.

Für die etwa 100 m weite Horizontalbewegung ans Ufer waren zwei normal zum Strome gerichtete Gleitschwellen in 58 m Entfernung hergestellt und in den Strom hinein bis zu einer genügenden Tiefe auf starken Gerüsten horizontal gelagert. Das Trägerfeld ruhte hierauf mittels oberer, mit dem Träger zugleich beweglicher Gleitschwellen, die mit Öl und Seife geschmiert wurden. Vier Winden zogen die Last vorwärts. Diese betrug auf jeder Seite 275 t. Versuche hatten ergeben, dafs die sogenannte Reibung der Ruhe 14 %, die der Bewegung 8 % betrage, dementsprechend war die anzuwendende Zugkraft beim Beginn der Arbeit 77 t, bei der Bewegung 55 t; bei letzterer genügten zwei Winden.

Die Vertikalbewegung an den über Wasser liegenden Teilen der Gleitschwellen geschah durch zwei an jedem Ende des Trägers angebrachte hydraulische Pressen; dieselben wirkten gegen die unteren Gurtungen, welche durch zwei vertikale Schraubenspindeln in jeder Höhe fest unterstützt werden konnten. Aufserdem wurden noch Gerüsthölzer untergebracht, je nach Vorschreiten der Hebung. Mit derselben Vorrichtung wurde sodann die Last auf die untergefahrenen Pontons herabgelassen. Unterkante der Träger war 12,8 m über Wasserspiegel, daher waren sehr stabile und feste Gerüste erforderlich. Die Pontons hatten 20 m Breite und 21,36 m Länge und je 375 t zu tragen.

Bei voller Belastung tauchten die Pontons um 0,93 m ein. Hierbei lag der Schwerpunkt des Systems 11,5 m über der Wasserlinie und das Metacentrum 25 m über dem Schwerpunkt, sodafs eine grofse Stabilität erzielt wurde. Durch Taue mit Winden, Ankern und Uferpfählen wurden die Pontons zwischen die Pfeiler bugsiert, dann die Ventile am Boden der Pontons geöffnet und die Träger auf die Unterlagsplatten gesenkt. Da die Träger als kontinuierliche konstruiert waren, so mufsten die Pontons nach Aufbringung der Nachbaröffnung noch einmal angreifen, um das Vernieten der Träger über den Pfeilern zu ermöglichen.

Das Bugsieren der schwer belasteten Pontons machte viel Schwierigkeiten; beim Herablassen auf die Pfeiler wirkten Wind und Strömung insofern störend, als sie eine schräge Stellung der Pontons veranlafsten.

4. Die Auswechselung des Überbaues zweier Öffnungen der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg.[80]) F. 3^{b-d}, T. X, vergl. S. 159.

Das Abheben der alten Träger von den Lagern und das vorläufige Ablagern eines derselben geschah mit Hilfe von sog. Zillen. Um die Arbeit nach Möglichkeit zu beschleunigen, erfolgte nämlich das Abladen des ersten alten Trägers auf ein etwa 60 m stromabwärts belegenes Pfahlgerüst (F. 3^{d}), während für das Abwalzen der Träger ans Land in 15 m Entfernung stromabwärts ein Abwalz- und Landungsgerüst V erbaut war.

Die schwimmenden Zillengerüste (F. $3^{b\,u.\,c}$) bestanden aus zwei parallel zu einander angeordneten und miteinander verkuppelten Schiffen und einem auf denselben

[80]) Auswechselung zweier Joche der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 459.

erbauten Gerüste. Es war in diesem Falle (vergl. S. 169) $B = 12{,}6$ m, $b = 3{,}4$ m, die Eintauchungstiefe bei der Belastung durch eine Gitterbrücke 0,4 m, die entsprechende Eintauchungsfläche $F = (B - b)\,0{,}4 = 3{,}68$ qm, ferner berechnete sich die Höhenlage des Gesamtschwerpunktes des belasteten Zillengerüstes über dem Punkte J zu $h = 5$ m, sodafs

$$u = \frac{12{,}6^3 - 3{,}4^3}{12 \,.\, 3{,}68} - 5 = 39{,}4 \text{ m},$$

also von bedeutender Gröfse sich ergab.

Der Winkel, welchen die Längs-Mittellinie mit der Verbindungslinie der Schwerpunkte beider Zillen bildete, war gleich dem Winkel zwischen der Längs-Mittelachse der neuen Brücke und der Längsachse des zu beseitigenden Brückenpfeilers. Das Gerüst bestand aus vier abgebundenen, 4,5 m hohen Wänden, welche in je 3 m Entfernung voneinander parallel zur Hauptachse der Schiffe und symmetrisch zu beiden Seiten der Verbindungslinie der Schiffsmitten paarweise auf den Zillen errichtet waren. Diese durch Zangen untereinander verbundenen Wände trugen eine Balkenlage, auf welcher acht Lokomotivwindeböcke so aufgestellt waren, dafs die abzuhebenden alten Brückenträger dazwischen Platz fanden. Auf die Querhäupter von zwei sich gegenüber stehenden Winden waren zwei I-Träger gelegt, auf welche sich beim Winden die unteren Gurtungen der alten Joche auflegten. Der Schwerpunkt der Konstruktion war auf dem Gerüste besonders markiert. Die Balkenlage war zwischen beiden Reihen der Winden mit Holzlagen versehen, auf denen (zum Abwalzen der alten Träger ans Land) zehn hölzerne Walzen von 300 mm Durchmesser angebracht wurden. Auf dem unteren, zwischen beiden Zillen dicht über den Borden derselben angebrachten Fufsboden war eine Ankerwinde aufgestellt. Dieses so ausgerüstete Zillengerüst befand sich bei Beginn der Operationen schon verankert unter der ersten abzuhebenden Öffnung.

Die Einwechselung der neuen Brücke gegen die alte erfolgte vom 11. bis einschl. 14. November 1876.

Litteratur.

Chepstow-Eisenbahnbrücke. The Builder 1852, April.

Transport der Saltash-Brücke über den Tamar bei Plymouth. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1857, S. 169.

Eisenbahnbrücke über den Towy auf der Cannathen-Cardigan-Eisenbahn. Engineer 1858, I. S. 257.

Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. Mainz 1863.

Brücke über den Neckar bei Neckarelz. Becker. Ausgeführte Konstruktionen der Ingenieurs. Stuttgart 1863, S. 184.

Brücke über den Niemen bei Kowno. Zeitschr. f. Bauw. 1863, S. 370. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1863, S. 54. — Ann. des ponts et chaussées 1864, Heft V.

Grofse Weser-Brücke bei Bremen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1869, S. 215, 427.

Dniepr-Brücke auf der Linie Krementschuk-Krukow. Ann. da génie civil 1872, S. 195.

Brücke über den Gorai-Flufs. Engng. 1872, S. 117.

Internationale Brücke über den Niagara zu Buffalo. Journ. of the Franklin Institute 1873, Sept., S. 147.

Hunle-Brücke bei Elsfleth. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11.

Tay-Brücke bei Dundee. Deutsche Bauz. 1873, S. 51. — Engineer 1873, April. — Builder 1876, April, S. 356. — Engng. 1876, Mai, Aug. — Glaser's Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, No. 35 u. 36.

Auswechselung zweier Joche der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 459.

Strafsenbrücke über den Zwartkops-Flufs. Engng. 1879, Dez. S. 477. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1880, S. 439.

Syzran-Brücke über die Wolga. Engng. 1880, Juli. — Deutsche Bauz. 1880, S. 416.

Alexandrowski-Brücke über die Wolga. Engng. 1880, II. S. 4, 10, 30, 52, 70, 626. — Ann. des ponts et chaussées 1881, I. S. 734. — Deutsche Bauz. 1880, S. 416.

Brücke über die Ems bei Weener. Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 215.

Oliveninsel-Brücke im Kriegshafen von Pola. Der Bautechniker 1885, S. 503. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 106.

Neubau der Tay-Brücke. Eisenbahn 1881, II., S. 136. — Deutsche Bauz. 1883, S. 496. — Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 354 u. 363. — Engng. 1881, S. 577; 1885, I. S. 689. — Engng. news 1885, Okt. S. 283. — Engineer 1887, Mai, S. 370; Sept., S. 198 u. 199. Mit Abbild. — Techniker 1887, Aug., S. 109. Mit Abbild. — Reiseberioht in der Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 316 ff. Mit Abbild. — Revue générale des obemins de fer 1888, S. 159.

§ 24. Heben fertiger Träger. Das Heben fertiger Träger erfolgt in der Regel, um allzuteuere Einrüstungen zu vermeiden. Nur ausnahmsweise wird es hierbei möglich sein, den Träger neben der Brücke zu montieren und nachher in die Höhe zu schaffen; meistens ist man bei Wahl dieser Aufstellungsart gezwungen, den Überbau an entfernterer Stelle zu verbinden und vor seiner Hebung mit Wagen oder Pontons zur Brücke zu transportieren. Dafs die letztere Transportart es gleichzeitig gestattet, durch Be- bezw. Entlasten der Pontons geringe Hebungen vorzunehmen, ist bereits an anderer Stelle erwähnt.

Auch die Kopfschrauben (vergl. S. 132) können zu kleinen Hebungen benutzt werden, finden indessen zweckmäfsig nur Verwendung, wenn dabei die Träger an vielen Punkten gestützt werden. Sind die Stützen ausschliefslich an den Trägerenden anzubringen, so hindern die nach jedesmaligem Anwinden erforderlichen Unterbaue das Drehen der Schrauben mittels durchgesteckter Stangen. Bei Neubau von Brücken unter vorhandenen ausgedehnten Gleisanlagen, sowie beim Umbau von Brücken haben die Kopfschrauben indessen nicht selten Verwendung gefunden, namentlich wenn die örtlichen Verhältnisse zahlreiche Anbringung von Schrauben zuliefsen. So u. a. beim Umbau der Eisenbahnbrücke auf Station Stepney.[81]) Ein interessantes Beispiel ist nachstehend wiedergegeben.

Die Weg- und Eisenbahn-Unterführungen auf der Verbindungsbahn zwischen der Auteuil-Linie zu Coureelles und der Gürtelbahn Batignolles-Clieby.[82]) F. $4^{a\ u.\ b}$, T. X.

Die Brücken haben Gitterträger und eingespannte Ziegelgewölbe. Besonders erwähnenswert sind eine im Mittel 108,2 m breite Unterführung mit Öffnungen von 10, 17 und 13 m für den 40 m breiten Boulevard militaire und eine 130,25 m lange, 8 m weite Unterführung für die Gleise der Verbindungsbahn, letztere ist durch einen steinernen Pfeiler von der vorstehend genannten Brücke getrennt.

Beide Brücken mufsten unter einer grofsen Zahl von Gleisen gebaut werden, auf welchen innerhalb 24 Stunden 750 Züge bezw. Lokomotiven passierten. Dieser starke Verkehr war konzentriert auf einer Gruppe von Gleisen, welche sich fächerartig entfalteten, derart, dafs an dem einen Ende des Fächers 8, am anderen 14 Gleise anschlossen. Die geringste Einschränkung dieses Gleisbündels hätte ein Umlegen des Güterbahnhofs, der Maschinenhäuser und Werkstätten herbeigeführt; es war somit unmöglich, die Gleise zeitweilig umzulegen in der Absicht, die Brücken nach und nach umzubauen.

Die einzelnen Operationen, welche erforderlich wurden, sind nachstehend, soweit sie das Montieren der Brückenträger betreffen, wiedergegeben:

a. Einbringen von Langschwellen. Über die ganze Länge des Banwerks und noch um 4 m darüber hinaus (um einen festen Stützpunkt auf dem dahinterliegen-

[81]) Engng. 1876, Mai. — Engineer 1876, Mai.

[82]) Ann. des ponts et chaussées 1872, Jan.

den Terrain zu finden) wurden Langschwellen unter die Querschwellen geschoben und mit ihnen durch Schraubenbolzen verbunden. An den Gleiskreuzungssteilen wurden die schief anlaufenden Langschwellen ebenfalls an die durchgehenden angeblattet und verholzt. Die Langschwellen waren auf eine freie Stützweite von 3 bis 4 m berechnet.

Die Querschwellen wurden mit einem Bohlenbelag bedeckt. Um genügenden Zwischenraum zwischen dieser Decke und der unterhalb zu erbauenden Brücke zu erhalten, wurden bei Einbringung der Langschwellen die Gleise um 0,35 m gehoben, zu welchem Zwecke man auf beiden Enden auf 70 m Länge eine Rampe mit einem Gefälle von 1:200 anlegte.

b. Absteifung und Ausgrabung bis 3,80 m unterhalb der Langschwellen. Die definitive Brücke sollte aus 10 Trägern in Abständen von 4,53 m von Mitte zu Mitte, welche durch Zwischenglieder in 1,13 bezw. 1,10 m Entfernung verbunden waren, bestehen. Die 41,80 m langen Träger erhielten Gurtungen von 0,6 m Breite, welche durch doppeltes Gitterwerk verbunden waren. Die Träger wurden aus den Werkstätten in Stücken von 6,5 m Länge angeliefert und mufsten am Platze untereinander und mit den Querträgern verbunden werden. Letztere hatten einen I-förmigen Quersehnitt, 4,30 m Länge, 0,17 m Gurtungsbreite und 0,40 m Höhe. Die Zusammenfügung dieser Brückenteile hatte unter den Gleisen zu geschehen. Um die Nietarbeit ausführen zu können, mufsten die Eisenteile noch um 0,75 m tiefer, als sie später liegen sollten, montiert werden.

Man begann mit der Durchlegung eines Laufgrabens. Die Schwierigkeiten der Arbeit wurden dadurch vermehrt, dafs man es nicht mit festem Boden, sondern mit Auftragsmassen zu thun hatte. Man trieb den Graben vor, indem man vorläufig Stützen von 2 m Höhe unter die hölzernen Längsträger setzte; in der Quere brachte man unter die Holzträger Holme von 5 bis 6 m Länge, welche mittels Schraubbolzen mit ersteren verbunden waren und unter welche sodann die Stützen selbst wieder versetzt wurden. Dabei wurden die Seitenwände des geschaffenen Einschnitts versehalt. Nachdem man so den Laufgraben 10 m weit vorgetrieben, ging man an die Tieferlegung bis auf die vorgesehene Tiefe von 3,80 m; die kleinen Stützen wurden hierbei nach und nach entfernt und durch hölzerne Joche ersetzt, welche nach der Längenrichtung abgesteift und durch Fachwände verbunden waren. So arbeitete man, den Einschnitt erweiternd, fort, immer in zwei Etagen den Boden abtragend, bis man zuletzt die vorbeschriebenen Jochwände untergesetzt hatte. Diese standen in Abständen von 1,51 m von Mitte zu Mitte in der Weise, dafs sie um die Eisenträger Gallerien bildeten, zwischen denen sich erstere vertikal verschieben liefsen. F. 6$^{a\ u.\ b}$, T. X erläutern dies.

Die Anfertigung und Hebung der definitiven Träger erfolgte durch Cail & Co. Die Aufstellung konnte erst am 15. Januar 1868 beginnen und wurde in zwei Monaten beendet. Die Zusammensetzung der sämtlichen Eisenteile erfolgte ohne Schwierigkeit; es blieb nur noch übrig, die Eisenmasse um 0,75 m zu heben und zwar ein Gesamtgewicht von 550 t bei 41,30 m Breite und 41,80 m Länge. Diese Operation mufste sehr vorsichtig vorgenommen werden, einmal um die Steifen der Fahrbahn nicht zu gefährden und sodann, um keine Verbiegung der Träger herbeizuführen; nichtsdestoweniger erfolgte die Arbeit in 10 Stunden am 20. März 1868. Sie erforderte 80 Mann und 10 Hebeschrauben von je 30000 kg Tragkraft. An jeder Hebeschraube arbeiteten 8 Mann mit Eisenstangen. Zuerst wurde die linke Seite um 0,25 m gehoben und dann auf Keillager gesetzt, hierauf erfolgte die Hebung der Seite rechts um 0,50 m u. s. f., bis die normale Höhe erreicht war.

Die Aufstellung der zur definitiven Stützung des Überbaues dienenden gufseisernen Säulen wurde in folgender Weise vorgenommen: Nachdem das Eisenwerk auf die richtige Höhe gebracht und provisorisch an den Enden auf dem Mauerwerk und dazwischen auf hölzernen Böcken abgelagert war, konnte man mit Hilfe von Keilen, welche zwischen die Holme der Fahrbahn und die eisernen Träger getrieben wurden, die erstere stützen und somit die Steifen entfernen. — Das Unterbringen der Säulen wurde durch die Konstruktion der Lager erleichtert, welche auf den Säulen angebracht waren. Man gab zu jenem Zwecke mit Hilfe einiger Hebeschrauben dem Träger eine kleine Überhöhung und brachte dann die Lager unter.

Zwischen die Träger wurden Kappen von Ziegelstein eingewölbt und hernach das Bettungsmaterial aufgebracht. In dem Mafse, wie diese Arbeit vorschritt, konnten die noch vorhandenen hölzernen Längsträger entfernt und nach und nach die Gleise wieder um 0,35 m gesenkt werden.

Gesamt-Kosten:	Mark	Preis pro lfd. m Weg zwischen den äufseren Kanten der Aufgrabung gemessen.	Desgl. pro qm der Fläche.
1. Veränderung der Gleislage, Einbringen der hölzernen Langschwellen u. s. w.	46 400	61,87	22,91
2. Absteifungen und Ausgrabungen bis 3,8 m unter Langschwelle	81 072	108,10	40,03
3. Tiefere Laufgräben zur Erbauung der Pfeiler und Widerlager	28 340	37,78	14,00
4. Aufstellung und Hebung der Träger. Hierfür ist ein Preiszuschlag zu den Kosten der Brückenträger nicht gewährt.			
5. Provisorische Verkeilung der hölzernen Längsträger auf den eisernen, Errichtung der Säulen, Herstellung der kleinen Ziegelgewölbe und der Abdeckung	11 360	15,14	5,61
6. Entfernung der hölzernen Langschwellen und Wiederherstellung der richtigen Gleislage	11 600	15,46	5,73
7. Allgemeine Kosten der Unterhaltung und speciellen Überwachung der Gleise und der Absteifungen während der Dauer von 10 Monaten	11 440	17,92	6,64
Gesamtausgaben für die Ausführung der vorstehend beschriebenen Arbeiten (also ausschliefslich der Kosten für die Träger selbst)	192 213	256 (rund)	96 (rund)

Sind die Träger auf gröfsere Höhen zu heben, so genügen die oben erwähnten Hilfsmittel nicht. Bei geringfügigem Gewicht der Überbaue können letztere an Schrauben gehängt und nach und nach heraufgewunden werden. Auch Krahnvorrichtungen haben unter solchen Umständen mannigfache Verwendung gefunden. In der Weise, wie im § 19 unter 3. bei einem Hilfsträger gezeigt ist, kann man auch einen definitiven Träger heben und durch nachträgliches Anarbeiten des Endfaches vervollständigen. Werden Krahne für schwerere Überbauten benutzt, so verfährt man am besten in der Weise, dafs die Trägerwände einzeln gehoben und an Ort und Stelle durch Einhauen der Querträger u. s. w. zu einem Ganzen vereinigt werden. Die Hebungen sehr grofser Träger bewirkt man mit Hilfe von hydraulischen Pressen.

Es sei daran erinnert, dafs bei allen bedeutenderen Hebungen, welche nicht mit Hilfe von Krahnvorrichtungen ausgeführt werden, die Pfeiler erst nachträglich untergesetzt werden können, zum mindesten mufs in dem Pfeiler ein Schlitz, welcher der von dem fertigen Träger bedeckten Fläche entspricht, ausgespart bleiben. Will man ohne

diese Beschränkung arbeiten, so bleibt nur übrig, den Träger auf ein neben dem Pfeiler zu erbauendes entspreehend hohes Gerüst zu schaffen und von letzterem auf die Pfeiler zu walzen. Dies Verfahren ist indessen nur hei kleineren Brücken zur Anwendung gekommen.

1. Viadukt über den Flufs Bray in Castle Hill Park.[83])

Derselbe liegt in der Devonshire-Somerset Eisenbahn in einer Kurve von 201 m Radius und in einer Höhe von 27,4 m über Thalsohle. Der Viadukt hat sechs Öffnungen von je 30,5 m im Lichten. Die Pfeiler sind aus Stein gebaut und auf Felsen gegründet. Die Gitterträger sind 3,05 m hoeh.

Die Hauptträger wurden in der Thalsohle montiert und dann einzeln aufgezogen. Hierzu diente ein verschiebbarer schmiedeiserner Dampfkrahn. Derselbe war 36,6 m hoeh und hatte einen aus vier Winkeleisen und Flacheisengitterwerk zusammengesetzten, in der Mitte 76 cm, an den Enden 46 cm starken Arm. Das Aufziehen eines jeden, 17,2 t sehweren Hauptträgers erforderte 20 Minuten. Die Querträger und Querversteifungen wurden auf der Bahnlinie zugeführt und nachträglich angesetzt.

2. Eisenbahnbrüeke von 18,76 m Stützweite der Linie Prien-Aschau. F. 2^{a-c}, T. VI.

Die nach dem Pauly'sehen System konstruierten Träger wurden auf einem provisoriscben Gleis bis zur Brückenstelle gebracht. Hier waren neben den bereits fertigen Pfeilern die in den Figuren dargestellten Gerüste errichtet, welche zum Heben der Träger dienen sollten. Die Höhe der Auflagerflächen über Terrain betrug ungefäbr 11,5 m, die auf den Wagen 1,65 m über den Gleisen gelagerten Träger waren somit noch etwa 10 m hoeh zu schaffen. Um dies zu bewerkstelligen, waren an den Trägerenden provisoriscbe Platten angebracht nnd diese durch Bolzen mit den Hängestangen verbunden. Die einzelnen Glieder der letzteren (abwechselnd einzeln oder paarweise angeordnet), waren gleichfalls mit Bolzen aneinander geschlossen und von Mitte zu Mitte Bolzenloch 1,7 m lang. Zwei oben auf dem Gerüst angebrachte starke Schrauben bewirkten die Hebung, welche in jeder einzelnen Periode der Länge eines Hängebolzens entsprach (die Differenz zwischen höchster und niedrigster Spindelstellung ist dabei etwas gröfser zu 1,8 m bemessen). Während der Entfernung der einzelnen Kettenglieder wurde der Träger auf untergelegten Balken abgelagert. Nach vollendeter Hebung liefs sich die seitliche Verschiebung der Träger auf die Pfeiler mit Walzen leicht hewirken.

3. Britania-Brücke[84]), vergl. T. XXVII der ersten Abteilung, F. 2.

Die Gesamtlänge der Brücke beträgt ungefäbr 453 m zwischen den Widerlagern; dieselbe wird durch drei Zwisehenpfeiler in vier Einzelöffnungen von ungleicher Länge geteilt. Die gröfste Öffnung hat 140 m Weite. Die Träger sind aus zwei ganz gleichen Röhren von reehteckigem Querschnitt (jede von 4,47 m lichter Weite) gebildet.

Die Träger jeder Öffnung wurden für sich gehoben und zwar mittels hydrauliseher Pressen, welche man auf die hetreffenden Pfeiler setzte. Hierbei war das gewaltige Gewieht einer Röhre von 1914 t auf einige 30 m Höhe zu heben.

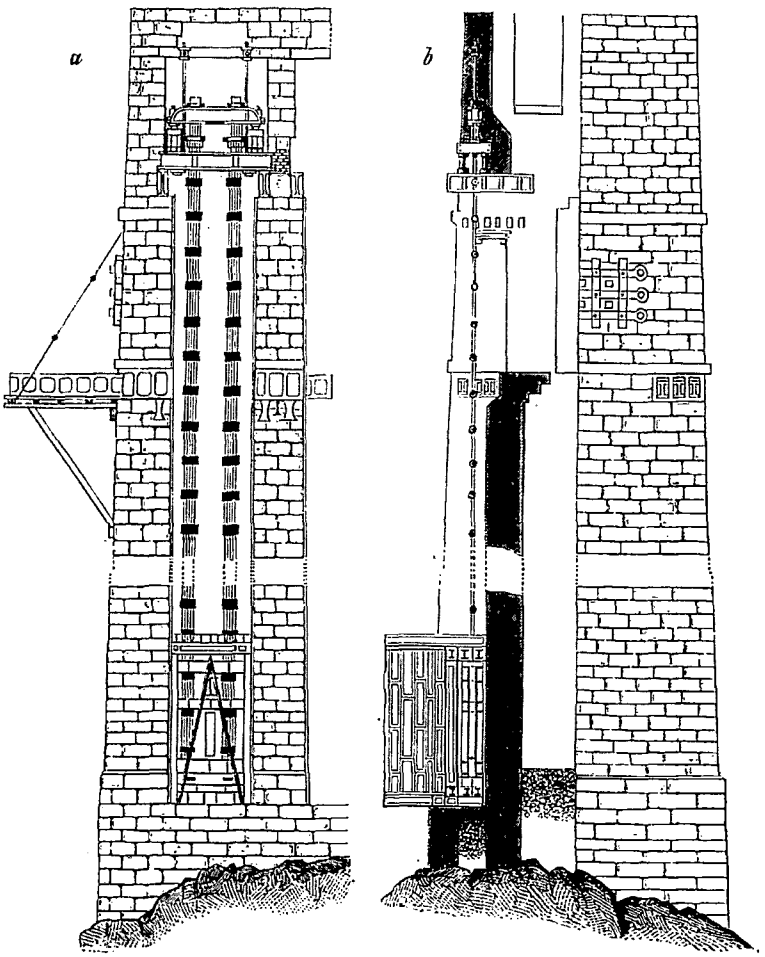
Fig. 20 zeigt einen der Pfeiler; dieselben waren zunächst soweit hold gebaut, als zur Durchführung der Röhren und zum Unterhringen der zum Aufhängen und Heben derselben benötigten Ketten erforderlicb war. Ungefäbr 12 m über der Brüekenbahn

[83]) Engng. 1875, Dez.

[84]) Abbildungen: Clark. The Britania and Conway tubular bridges. — Desgl. Rühlmann. Allgem. Maschinenlehre, IV. Bd. S. 350. — W. Fairbairn. An account of the construction of the Britania and Conway tubular bridges. London 1849.

standen auf starken eisernen Querträgern die hydraulischen Pressen, an deren Querhaupte die Tragketten zu beiden Seiten befestigt wurden. Diese Befestigung geschah in der Weise, dafs Ansätze der Kettenglieder-köpfe von Klemmen gehalten wurden, welche durch entsprechend angebrachte Schrauben mit Zahnrad-Vorgelegen je nach Bedürfnis beim Heben fest an die Ketten gepreſst werden konnten oder beim Auswechseln von Kettengliedern dieselben frei lieſsen.

Fig. 20.



Die Hubhöhe der hydraulischen Pressen betrug etwa 2 m und entsprach der Länge eines Kettengliedes. Jede Kette bestand aus 8 bezw. 9 Flachschienen von 180 mm Breite und 30 mm oder etwas mehr Stärke (entsprechend der Zahl der in jedem Satz vorhandenen 8 oder 9 Glieder, welche durch Bolzen verbunden waren). Nach jedem Hube konnte an jeder Seite des Querhauptes ein solcher Kettensatz entfernt werden. Um das Herabfallen der ganzen Kette zu verhüten, wurden die darunter befindlichen Kettenglieder durch entsprechend konstruierte Klemmbacken gehalten, welche auf den oben erwähnten Querträgern angebracht waren.

Die Zeit eines Prefskolbenhubes betrug 30 bis 40 Minuten. Zur Sicherung gegen etwaiges Bersten der Pressen oder Zerreifsen der Ketten wurden die Röhrenenden gleich während ihres Aufsteigens untermauert.

Die erste grofse Röhre wurde im Oktober 1849, die zweite im Dezember desselben Jahres, die dritte im Juni und die vierte im August 1850 gehoben. Der Gesamt-Brückenbau war im Mai 1846 begonnen und kostete über 12 Millionen Mark.

4. Alte Tay-Brücke bei Dundee.[85])

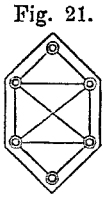
Der Firth of Tay war in dem „North-British-Railway“ in einer Länge von 3155 m überbrückt. Die 85 Einzelöffnungen hatten folgende Längen zwischen den Pfeilermitten:

[85]) Glasers Ann. f. Gew. u. Bauw. 1878, No. 35 u. 36. — Deutsche Bauz. 1873, S. 51. — Engng. 1876, Mai, S. 371; II. S. 164; 1878, I. S. 91 u. 181. — Engineer 1873, I. 197; 1878, I. S. 9 u. 208. — Builder 1876, I. S. 356 u. 900. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 113.

11 à 74,7 m, 2 à 69,2 m, 1 à 50,6 m, 1 à 49,6 m, 13 à 44,4 m, 21 à 39,4 m, 2 à 26,5 m, 28 à 20,6 m und 6 à 8,8 m. Sämtliche Öffnungen waren mit schmiedeisernen Trägern überdeckt; die 13 größten und zwei Parabel-Träger hatten untenliegende, die übrigen obenliegende Fahrbahn. Die Brücke war eingleisig gebaut. Die Höhe der großen für die Schiffahrt bestimmten Öffnungen betrug 26,8 m über Flutspiegel; dieselbe verringerte sich nach den Ufern zu. Man vergleiche Kap. XV, S. 55.

Die Pfeiler der kleineren Öffnungen auf der Südseite (größtenteils 39,4 weit) bestanden in ihrem oberen Teil aus Backsteinmauerwerk, welches indessen vor Aufbringen der Träger für eine Gruppe von vier bis fünf Pfeilern nur bis 1,5 m über Flutspiegel ausgeführt war. Auf diese Mauerklötze wurden die am Ufer montierten Brückenträger in ähnlicher Weise, wie schon beschrieben, mit Benutzung von Flut und Ebbe durch Pontons abgelagert. Durch untergebrachte hydraulische Pressen erfolgte sodann absatzweise eine Hebung der Brückenträger und gleichmäßig damit fortschreitend das Untermauern derselben, bis die richtige Höhe erreicht war. Die Träger dienten dabei als Lagerplätze für Materialien, zur Anbringung von Gerüsten für die Maurer u. s. w. Die zwischen zwei Pfeilergruppen übrig bleibende Öffnung wurde späterhin mit den zur Seite der fertigen Pfeiler aufgewundenen und oben verbundenen Trägern überdeckt.

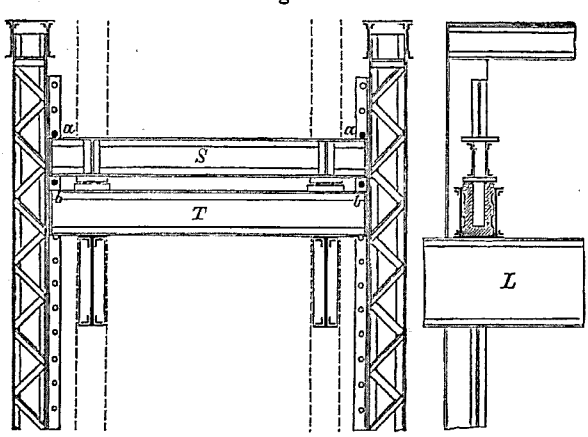
Fig. 21.



Die Pfeiler der großen Öffnungen bestanden aus gußeisernen Säulen von je 26,8 m Höhe, welche als Stütze das gleichfalls bis 1,5 m über Flutspiegel errichtete Fundamentmauerwerk hatten. Die sechs Säulen jedes Pfeilers waren, wie Fig. 21 angiebt, angeordnet.

Die 74,7 m langen Träger wurden gleichfalls am Ufer fertig montiert und nur die Querträger an den Enden einstweilen fortgelassen. Behufs ihrer demnächstigen Hebung mit hydraulischen Pressen hatte man an den vier Enden der beiden Tragwände, zwischen Ober- und Untergurtung vertikale T-Eisen provisorisch befestigt und mit 82 mm großen Löchern in Abständen von 0,3 m versehen. Nachdem die Träger mittels Pontons auf die Pfeiler-Unterbaue abgelagert waren, wurden zunächst zwei Sätze der vier mittleren gußeisernen Säulen (die äußeren Stützen sind erst später angebracht), zusammen etwa 6,6 m hoch, aufgestellt, an deren oberem Teile je zwei eiserne Träger L (s. Fig. 22) in der Richtung der Brückenachse zur Unterstützung einer Hebebühne und eines eisernen Querträgers T angeschraubt wurden. Auf den Stempeln der 0,18 m im Durchmesser haltenden Pressen ruhte ein weiterer Querträger S. Wurden nun zunächst bei a Bolzen eingesetzt, so hoben die in Thätigkeit gesetzten hydraulischen Pressen mit dem Querträger S auch die Brückenträger. Nach Beendigung eines Hubes von 0,3 m wurden diese Bolzen oberhalb des Trägers T bei b eingesetzt und verhinderten das Sinken der Brückenträger. War bei diesem wiederholten Verfahren die Brücke in Höhe der Träger L angekommen, so mußten zunächst wieder die Pfeiler-

Fig. 22.



stützen um 6,6 m verlängert werden, worauf in gleicher Weise nach Anbringung der nötigen Querträger u. s. w. die Hebung fortgesetzt werden konnte.

Die Gesamtkosten der Brücke, welche im Jahre 1878 nach siebenjährigem, mehrfach unterbrochenen Bau vollendet worden ist, betrugen 7 Millionen Mark, wovon aber ein grofser Teil auf Fundierungsarbeiten u. s. w. entfällt.

Litteratur.

Chopstow-Eisenbahnbrücke. The Builder 1852, April.
Brücke über den Neckar bei Neckarelz. — Becker. Ausgef. Konstr. d. Ing. 1863, S. 184.
Donau-Brücke bei Stranbing. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 359.
Elb-Brücke bei Wittenberg. (Hebung mittels Hebeladen.) Deutsche Bauz. 1881, S. 525.
Ohe-Viadukt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 22.
Pont de Lempdes. Rev. gén. des chemins de fer 1884, II. S. 84.

§ 25. Senken fertiger Träger. Kleine Senkungen von Trägern kommen bei Montierungen oft vor und zwar dann, wenn die auf Keillagern oder Kopfschrauben ruhenden Träger auf die Auflager herabgelassen werden. Hierbei werden die Keile nach und nach losgeschlagen oder die Kopfschrauben gleichmäfsig zurückgedreht.

Im übrigen können zum Senken von Trägern alle diejenigen Hilfsmittel, welche zum Heben benutzt sind, auch Verwendung finden, während die nicht seiten angewandten Sandcylinder ausschliefslich zu Senkungen dienen. Es sind dies Cylinder, in denen Kolben, welche die Last zu tragen haben, sich abwärts bewegen. Die Cylinder sind mit ganz trockenem Sande von gleichmäfsigem Korn gefüllt; eine unten am Cylinder angebrachte Öffnung ermöglicht das Ausströmen des Sandes. Über die Zeitdauer des Ausflusses des Sandes hat Vollhering Versuche[86]) angestellt. Er benutzte hierzu einen 400 mm weiten Cylinder und traf Vorrichtungen, den Kolben mit etwa 5 t belasten zu können. Das Ergebnis der Versuche war folgendes:

Versuchs-No.	Durchmesser der Öffnung Centimeter	Zeitdauer des Ausflusses Minuten	Ausflufsmenge Liter	Druck, mit welchem der Sand gepreſst war t	Querschnitt der Ausflufsöffnung qcm	Ausflufsmenge in der Minute und für 1 qcm Liter
1	1,1	4	4,0	etwa 5 t	0,95	1,05
2	2,1	1	6,3	„	3,463	1,819
3	1,1	4	4.1	ohne Druck	0,95	1,07
4	1,8	1	4,125	„	2,545	1,62
5	2,1	1	6,5	„	3,463	1,876
6	2,6	1	12,0	„	5,31	2,26
7	2,6	4	43,0	„	5,31	2,26

Wie bekannt, sind die Ausflufsmengen bei gleichen Ausflufsöffnungen in derselben Zeitdauer dieselben, gleichgültig, ob der Sand mit oder ohne Druck ausfliefst. Obige Tabelle bestätigt dies.

1. Bei der Auswechselung des Überbaues zweier Öffnungen der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg[87]) wurden, wie oben (S. 159) beschrieben, die neuen etwa 50 m langen Träger eingefahren. Die Endvertikalen waren mit der in F. 3[a], T. X dargestellten Hilfskonstruktion und dem daran sich schliefsenden Kolben *C* für die Sandcylinder versehen.

[86]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 464.
[87]) Daselbst 1878, S. 459.

Diese letzteren, welche bestimmt waren, das Senken der Brückenkonstruktion im Gewicht von über 100 t aus etwa 3 m Höhe zu bewirken, hatten einen Durchmesser von 520 mm und 3,2 m Höhe ohne den Untersatz; sie bestanden aus acht aufeinander gesetzten zweiteiligen, mit angegossenen und eingedrehten Ringansätzen ineinander greifenden Gufseisen-Cylindern von 400 mm Höhe und 20 mm Wandstärke, welche durch 26 mm starke Schrauben verbunden waren. Der gufseiserne Untersatz, aus einem Stücke bestehend, hatte eine Höhe von 250 mm und war mit einem quadratischen Auflagerfufs von 800 mm Seite versehen; oben hatte derselbe einen Kreisflantsch. In dem oberen Boden *D* (F. 3[a]) des Untersatzes befand sich ein Loch von 25 mm Durchmesser, welches durch einen mit eben solchem Loche versehenen schmiedeisernen Schieber *H* geöffnet und verschlossen werden konnte. Ist das Loch frei, so fällt der Sand hindurch und fliefst in einen kanalartigen, an beiden Seiten offenen Raum (s. d. Zeichnung), von wo der Sand mit einer Kratze entfernt wird.

Nachdem die Mitten der Sandcylinder durch wiederholte sorgfältige Messungen genau festgestellt waren, wurden die Untersätze derselben auf den Brückenpfeilern aufgestellt und mit Cement untergossen. Desgleichen wurden die Sandcylinder durch Zusammenschrauben und Verdichten der einzelnen Ringe, soweit es der nötige freie Raum zur Einfahrt der Brückenträger gestattete, zusammengesetzt.

Die vier Sandcylinder hatten eine Last von 115 t, also jeder eine solche von 28,75 t zu tragen. Sämtliche Gliederringe hatte man zuvor der Vorsicht wegen mit Sand gefüllt und den 500 mm starken Kolben, dessen Durchmesser 20 mm kleiner als der des Cylinders war, mit 52,6 t belastet. — Nach dem Füllen der Cylinder bezw. Aufbringen der Kolben und der Belastung wurde wiederholt mit einem Hammer an die Wandungen geschlagen, um den Sand dicht zu machen.

Bei Regenwetter und Glatteis wurde mit dem Senken begonnen. Dieses ging so gut von statten, dafs man mit dem Senken beliebig und auf Millimeter genau einhalten konnte. In $6^1/_2$ Minuten sanken die Kolben um 400 mm gleich der Höhe eines zweiteiligen Cylinder-Stückes, wobei jedoch die zum Losschrauben und Abnehmen dieser Stücke erforderliche Zeit nicht mit einbegriffen ist.

2. Die Auswechselung der Schiffkorn-Träger des Stranover Viadukts[88]) der böhmischen Nordbahn geschah nach einem neuen Einschiebeverfahren des Ingenieurs Prasil. An passend gelegener Stelle wird der neue Überbau neben dem Bahngleise erbaut, auf Bahnwagen gestellt und durch eine Lokomotive über das auszuwechselnde Brückenfeld gebracht. Der neue Überbau wird über den Pfeilern durch Ständer unterstützt, welche allmählich mittels einer Schraube verkürzt werden können. Nach Entfernung der Wagen wird der alte Überbau nach Beseitigung der Endfelder an den neuen gehängt, und beide werden nunmehr mit Hilfe der an den Ständern befindlichen Senkvorrichtungen gesenkt. Dann wird der alte Träger auseinander genommen.

Im vorliegenden Falle war die Stützweite je eines der drei Felder 37,6 m, das zu senkende Gewicht des neuen Brückenfeldes 72,6 t. Das letzte Feld wurde von 80 Mann in 24 Stunden ausgewechselt. Die Ersparnis gegenüber der Anwendung von festen Gerüsten soll 30000 M. betragen haben, weil die Träger 30 m über Thalsohle lagen.

§ 26. Montieren ohne feste Gerüste. — In den nachstehenden Beispielen sind solche Ausführungen behandelt, welche ganz oder wenigstens zum gröfseren Teile ohne

[88]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 21. Mit Abbild.

feste Rüstungen bewirkt sind. Wie schon hervorgehoben, können nur die Gerber'schen Gelenkträger ihrer Konstruktion zufolge ohne zeitweise Überanstrengung einzelner Teile in dieser Weise montiert werden; bei Brücken anderer Konstruktionen mufs eine unter Umständen sehr bedenkliche Beanspruchung einzelner Konstruktionsglieder eintreten. Trotz dieses Umstandes führte aber in einzelnen Fällen die Notwendigkeit dazu, ein derartiges Verfahren einzuschlagen. Es dürfte noch hervorzuheben sein, dafs es zweckmäfsig erscheint, wenn solche Notlagen vorhanden sind, die Verbindung der einzelnen Teile durch Bolzen herzustellen, da eine gute Nietarbeit kaum zu erzielen sein dürfte.

Ein Beispiel der Montierung einer eisernen Hilfsbrücke ist bereits in § 19, S. 155 vorgeführt und es wird an dieser Stelle nochmals auf dasselbe verwiesen, weil das dort angewandte Verfahren mit Rücksicht auf die leichte Handhabung der frei gebauten Träger besonders bemerkenswert ist und ein leichtes gegenseitiges Aneinanderpassen der in Brückenmitte zusammenstofsenden Halbträger sich erreichen liefs.

1. Brücke über den Kentucky-Flufs.[80]) F. 1, T. VII, vergl. auch T. XVIII der zweiten Abteilung, F. 10 bis 20.

Die Brücke besteht aus drei Öffnungen von je 114 m Weite, welche auf den Widerlagern und zwei eisernen Pfeilern ruhen. Die Träger haben parallele Gurtungen und waren während der Aufstellung kontinuierlich, wurden jedoch später so getrennt, dafs ein Träger in einer Länge von 160 m kontinuierlich auf den Mittelpfeilern ruhte, also nach jeder Seite 22,86 m über dieselben hinaus ragte. Von den Endpunkten dieser Konsolen bis an die Widerlager verblieben sonach zwei je 91,44 m lange Träger. Diese Trennung konnte indessen nicht von vornherein vorgenommen werden, weil sonst die Ausführung ohne Rüstungen nicht möglich gewesen wäre.

Die Höhe der Hauptträger von Mitte zu Mitte Gurtung beträgt 11,43 m. Die Eisenpfeiler sind 52,88 m hoch von Oberkante der Steinsockel, auf denen sie mittels Rollen beweglich aufstehen, bis zur Mitte des Kipplagerbolzens. Die Verbindungen sind durchweg mit Bolzen bewirkt.

Zur Aufstellung des Bauwerks wurden die steinernen Endpfeiler einer unvollendet gebliebenen Hängebrücke benutzt. Nachdem die Endpfosten gesetzt waren, wurden die Gurtungen des ersten Feldes eingebracht, welche rückwärts provisorisch so verlängert waren, dafs die unteren Gurtungen sich gegen an dem Felsen lagernde Platten stemmten, die oberen aber an dem vorhandenen Widerlager durch adjustierbare Anker gehalten wurden. Zur Vervollständigung des ersten Gurtungsfeldes wurden die Diagonalen, sodann die Vertikalen eingezogen, sodafs hiernach das Werk, wie in F. 1, T. VII mit starken Linien dargestellt, aussah. In ähnlicher Weise wurden die anderen Felder angebaut, und dies Verfahren konnte so lange fortgesetzt werden, als die Stärke der Verankerung am Turme genügte. Mittlerweile war in einem Abstande von etwa 60 m vom Auflager ein provisorischer hölzerner Pfeiler errichtet. Als der Träger bis hierher geführt war, wurden die vier über dem Pfeiler liegenden Pfosten mittels starker Wagenwinden so lange angehoben, bis eine hinreichende Entlastung der am Felsen befindlichen Ankerbolzen eintrat, worauf die Arbeit in gleicher Weise fortgesetzt wurde.

Die eisernen Pfeiler waren unterdessen auch errichtet; infolge des kalten Wetters und der Durchbiegung war der Träger nicht lang genug, der Pfeiler wurde deshalb etwas vorwärts gerollt, bis die Weite pafste und der Träger aufgelagert werden konnte. Derselbe wurde demnächst in gleicher Weise bis in Brückenmitte weitergebaut, während

[80]) Railroad Gaz. 1877, Jan.

der hölzerne provisorische Pfeiler an der anderen Seite Wiederverwendung fand. Um beide Trägerhälften in der Mitte zu vereinigen, mufsten gleiche Höhenlagen der Enden herbeigeführt werden, was durch entsprechendes Belasten der Seitenöffnungen bewirkt wurde. Die Gesamtkosten des Eisenwerkes betrugen 958000 M. oder 580 M. für 1000 kg.

2. Dal-Brücke in Schweden.[90]) F. 3$^{a u. b}$, T. VII.

Die Brücke liegt in einer schwachbewaldeten und dünn bevölkerten Gegend. An der Brückenbaustelle ist der Flufs etwa 130 m breit, dabei tief und reifsend. Ein Katarakt befindet sich fast unmittelbar an der Brückenbaustelle. Die Brücke ist eingleisig und hat drei Öffnungen, zwei Seitenöffnungen von je 24,1 m und eine Mittelöffnung von 63,4 m. Der eiserne Überbau besteht aus Parallelträgern mit zweiteiligem Fachwerk. Die Brückenbahn liegt etwa 13 m über Wasser. Widerlager und Pfeiler sind auf Felsen gegründet und aus Granit erbaut; letzterer reicht bei den Pfeilern bis zu einer Höhe von 5 m über Niedrigwasser. Von hier ab bestehen die Pfeiler aus zwei quadratischen Säulen, welche aus gufseisernen in den Ecken durch Winkeleisen verbundenen Platten gebildet werden und im Innern mit Beton ausgefüllt sind.

Die Montierung der Seitenöffnungen hat keine Schwierigkeit; in der Mittelöffnung aber war es unmöglich, irgend welche Stütze anzubringen. Die Idee, den Träger hinüber zu walzen, mufste wegen der Ungleichheit der Spannweiten als unthunlich aufgegeben werden; das Spannen von provisorischen Ketten war bei der geringen Pfeilerstärke unmöglich. Man beschlofs deshalb die Träger der grofsen Öffnung von den Enden der kleinen Träger aus nach Herstellung einer Verankerung zwischen beiden freischwebend zu montieren. Zu diesem Ende wurden die auf Gerüsten zusammengesetzten kleineren Träger so aufgestellt, dafs die unteren Gurtungen im Niveau mit denen des Hauptträgers lagen. Sie waren provisorisch durch Holzsteifen abgespreizt, aufserdem wurden vier starke Zugbänder je zwischen dem Kopf der Endvertikalen des Hauptträgers und einem Punkt nahe der Mitte des anliegenden Seitenträgers befestigt. Dieselben wurden gröfstenteils aus Stücken der zu erbauenden Brücke (Schienenträgern, Diagonalbändern u. s. w.) gebildet, sodafs nur für einzelne Verbindungen noch 6 t Eisen besonders zu beschaffen waren. Da die untere Gurtung der Seitenträger nicht stark genug war, um den Druck, welcher ihr bei der Montierung der mittleren Träger zufiel, auszuhalten, so wurde dieselbe entsprechend verstärkt und durch Eisenteile der definitiven Brücke verstrebt.

Nachdem die Enden der Hauptträger auf diese Weise fest mit denen der kleinen Träger verbunden waren, war es notwendig, ein Gegengewicht anzubringen und so zu verteilen, dafs keine ungebührliche Beanspruchung auf irgend einen Teil der kleineren Träger kommen konnte. Aus diesem Grunde erschien es auch notwendig, in den Angriffspunkt der Zugbänder eine nur mäfsige Belastung zu legen. F. 3^{b} zeigt die durch Schienen bewirkte Lastverteilung. 47 t kamen auf das äufserste Trägerende, 18 t auf den Angriffspunkt der Zugbänder, 28 t Last ging von den Trägern selbst nebst den Zugbändern aus, zusammen 93 t. Das Gewicht der halben grofsen Öffnung nebst den erforderlichen Krahnen u. s. w. betrug 100 t bei einer Entfernung des Schwerpunktes vom Pfeiler = 17,52 m, dasselbe war indessen bei der Berechnung nur mit 80 t angesetzt, in Anbetracht der einstweilen fortbleibenden Gurtungsplatten u. s. w.

Nach diesen Vorkehrungen wurde die Montierung der Hauptträger gleichzeitig von beiden Enden aus begonnen. Jeder Teil der Träger wurde in seine richtige Lage gebracht und erst vernietet, wenn die Übereinstimmung der betreffenden Teile konstatiert

[90]) Scientific American 1876, Suppl., März.

war. In dem Maſse, wie die Vernietung der Hauptträger vorschritt, wurden gleichzeitig die Quer- und Schwellenträger, welche fertig aus der Werkstatt kamen, eingebaut und sofort vernietet, um den Trägern die nötige Steifigkeit zu geben. Nur die Kopfplatten der Gurtungen wurden, wie schon erwähnt, einstweilen fortgelassen, um das überhängende Gewicht nicht unnötig zu vermehren.

Irgend welche Gerüste für die Arbeiter waren nicht hergestellt; Bohlen, welche quer über die Längs- und Querträger gelegt waren, wurden als genügend erachtet, dagegen wurde die Festigkeit der Träger gelegentlich dadurch geprüft, daſs man einen niedrigen Wagen mit 5 t Gewicht bis ans äuſserste Ende laufen lieſs. Um die ausladenden Teile anzubringen, benutzte man langarmige Windekrahne.

Da die Träger während des Montierens fest auf den Pfeilern und nicht auf Rollen auflagerten, so waren sehr genaue Messungen angestellt, um eine Vereinigung beider Trägerhälften in Brückenmitte zu erzielen. Zu diesem Ende wurde ein Draht quer über den Fluſs gespannt und bei verschiedenen Temperaturen gemessen. Als nun das Schluſsstück eingesetzt werden sollte, fand sich der Zwischenraum um etwa 3 cm zu groſs; am nächsten Tage aber, unter dem Einfluſs der Sonne, verschwand diese Differenz, und es konnte der Schluſs erfolgen.

Die Brücke wurde im Winter gebaut, und die Kälte war mitunter so groſs, daſs mit der Arbeit inne gehalten werden muſste; dazu kamen die in jenen Breiten sehr kurzen Tage. Aus diesem Grunde dauerte die Arbeit fünf Monate.

Was die Kosten der Aufstellung anbelangt, so waren diese nicht gröſser, als bei einer anderen Montierungsart. Es ist indessen schwer, eine genaue vergleichende Berechnung vorzunehmen, da so manche Kosten auf Rechnung der Entfernung von dem ausführenden Werk, der Jahreszeit und des Wetters fallen. Die Arbeit des Zusammensetzens und Vernietens soll nur wenig schwieriger gewesen sein, als auf festen Gerüsten.

3. Cantilever-Brücke beim Niagara-Fall.[91]) T. VII, F. 5^{a-c}, vergl. T. XIX der ersten Abteilung, F. 4 bis 8.

Zweigleisige Brücke; zwei Gelenkträger, welche auf eisernen Pfeilern ruhen und deren Uferenden mit dem Mauerwerk verankert sind. Die eisernen Pfeiler sind 40,40 m hoch von Oberkante Mauerwerk bis Unterkante Träger. Jeder Pfeiler ist aus vier Ecksäulen gebildet, welche durch horizontale und diagonale Konstruktionsglieder verbunden sind. Die Entfernung zwischen den Mitten der Pfosten beträgt an der Basis rechtwinklig zur Brückenachse 18,47 m und parallel zu derselben 9,28 m; die entsprechenden Entfernungen am oberen Ende sind 8,54 m bezw. 7,62 m. Die Pfosten sind aus Winkeleisen und Platten gebildet.

Jeder Gelenkträger besteht aus einem Uferarm von 59,495 m Länge, einem Fach von 7,62 m über den Pfeilern und einem Fluſsarm von 53,34 m. Die Träger sind in Fache von 7,62 m geteilt; nur das Endfach des Uferarmes ist 6,155 m lang; dieselben haben ein doppeltes System von Diagonalen. Der Zwischenträger ist 36,52 m lang zwischen den Mitten der Endbolzen (vier Felder à 7,315 m, ein Mittelfeld von 7,26 m).

Das Mauerwerk für die Pfeiler wurde mit Hilfe eines Krahnes hergestellt, welcher am Ende der Plattform eines festen Gerüstes (F. 5$^{a\,u.\,b}$, T. VII) stand; dieser Krahn wurde

---

[91]) Journal of the american society of civil engineers 1885, Nov. enthält den Borioht des Erbauers Schneider (mit vielen Anlagen). — Vergl. aufserdem, obwohl in Einzelheiten stellenweise von jener Mitteilung abweichend, Deutsche Bauz. 1883, S. 341; 1884, S. 293; 1885, S. 238. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 56. — Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 385.

nachher auch zur Errichtung der eisernen Pfeiler verwendet. Die Ankerpfeiler (Landpfeiler) bilden die Auflager für die Uferträgerenden; dieselben dienen gleichzeitig als Gegengewicht für die Gelenkträger. Um das ganze Gewicht des Mauerwerks für die Verankerung nutzbar zu machen, wurde dasselbe auf 12 schmiedeisernen Blechträgern von 0,77 m Höhe und 9,14 m Länge aufgebaut; unter diesen Blechträgern befinden sich acht rechtwinklig zu ersteren gelagerte I-Träger von 0,38 m Höhe, zwischen welche durch die Ankerholzen geben. Die unteren Enden dieser Bolzen haben Muttern, welche sich gegen schmiedeiserne Platten legen; die oberen Enden derselben sind als Ösen ausgebildet, durch welche sich ein Bolzen von 17 cm Stärke zieht. An letzterem sind die Träger befestigt.

Der Aufbau der Eisenpfeiler erfolgte in Absätzen, welche der Höhenteilung entsprechen; und es diente hierzu der bereits erwähnte Krahn, von welchem die Eisenteile bis zur Befestigung in richtiger Lage gehalten wurden. Der Pfeiler an der amerikanischen Seite wurde vom 29. August bis 8. September, derjenige an der kanadischen Seite vom 10. September bis 18. September fertig gestellt. Nach Vollendung der Pfeiler wurden die Gerüste in einer aus F. $5^{a\,u.\,b}$, T. VII ersichtlichen Weise ergänzt; sodann wurden die Uferarme montiert und hinterdrein eine Fahrbahn darauf gelegt.

Die Flufsarme wurden mit Benutzung eines eigenartigen Hilfsträgers montiert. Dieser Hilfsträger (F. $5^{c\,u.\,e}$) wurde auf dem Uferarm erbaut; er bestand aus Holz, welches mit eisernen Bändern verbunden war. Getragen wurde derselbe von gufseisernen Rädern von 36 cm Höhe auf Stablachsen; diese Räder liefen zwischen hölzernen Führungen auf den Aufsenträgern der fertigen Brücke. Der Träger wurde mit den drei letzten Querträgern der jeweilig fertigen Konstruktion durch eiserne Klammerhaken, welche an einem Bolzen hingen, verankert; Schraubenbolzen ermöglichten ein festes Anziehen dieser Befestigungsteile. Der Hilfsträger war 20,27 m lang, 6,4 m hoch und 11,73 m breit und ausgerüstet mit zwei Krahnen, für welche die erforderliche Kraft durch eine Dampfmaschine geliefert wurde (Cylinderdurchmesser 0,184 m, Hubhöhe 0,203 m; Röhrenkessel 0,965 m Durchmesser bei 2,134 m Höhe). Das Material wurde auf einem von dem Ufer bis zum Hilfsträger führenden Gleise herbeigeschafft.

Die Krahnausleger waren so eingerichtet, dafs sie das Material von den Wagen heben und an den entsprechenden Platz in der Konstruktion bringen oder dasselbe auf einen der Flaschenzüge übertragen konnten, welche an den Querhölzern der oberen Gurtung des Hilfsträgers angebracht waren. War ein Fach fertig gestellt, so wurde mit Hilfe der Dampfmaschine eine Vorwärtsbewegung des Hilfsträgers um eine Feldlänge durch Seile bewirkt, welche an dem äufsersten Querträger befestigt waren und über Rollen zurück zur Winde liefen. Diese Rollen sind in F. $5^{c\,u.\,d}$ links vom Stand der Dampfmaschine angegeben.

Zur Sicherung der Arbeiter und zur Erleichterung der Ausführung war ein Hängegerüst (vergl. F. $5^{a\,u.\,e}$) an dem Hilfsträger mittels 26 mm starker Hängeeisen angebracht; die Höhe dieses Gerüstes war durch Ein- bezw. Aussehalten von Gliedern von 0,91 m Länge verstellbar; der Höhenunterschied, welcher hierdurch erzielt wurde, war gleich der Steigung der unteren Gurtung in einer Feldlänge.

Der Mittelträger, welcher die Konsolen verbindet, wurde gleichfalls mittels der Hilfsträger erbaut; zu diesem Ende war die untere Gurtung, mit Ausnahme des Mittelfaches, als Druckgurtung ausgebildet. Die letzte Stellung der Hilfsträger war über den Endfachen der Konsolen, sodafs in Brückenmitte zwischen beiden Hilfsträgern ein freier Raum von reichlich 12 m verblieb. Nachdem ein Teil der Mittelöffnung montiert war,

wurden Rüstbalken über die oberen Querbalken der beiden Hilfsträger gelegt, so den Zwischenraum überbrückend und die Basis für ein Gerüst bildend, von welchem aus der Schluſs der Montierung erfolgen konnte.

Der Kontrakt für Herstellung des ganzen Werkes wurde abgeschlossen am 11. April 1883 mit den „*Central Bridge Works*“ in Buffalo unter der Bedingung, daſs das Bauwerk am 1. Dezember desselben Jahres fertig gestellt sei. Da Stahl in der erforderlichen Menge in so kurzer Zeit nicht zu beschaffen war, so wurde derselbe nur für Bolzen und manche gedrückte Teile, wie Pfeiler, Vertikalen u. s. w. benutzt. Die ersten Teile zu den Uferarmen wurden an der amerikanischen Seite am 25. September auf die Gerüste gebracht; Montierung beendet am 15. Oktober. Entsprechende Termine auf der kanadischen Seite 8. Oktober, 22. Oktober. Hilfsträger an der amerikanischen Seite fertig 25. Oktober, Montierung der Konsole begann 28. Oktober. Entspreehend an kanadischer Seite 31. Oktober, 4. Nov. Letzte Verbindung hergestellt gegen Mitternacht 22./23. November. — Gleislegung begonnen 30. November, erstes Gleis beendet 6. Dezember; dann erste Brückenprobe. Ganze Arbeit beendet 19. Dezember. Am 20. Dezember wurde die Brücke dem Verkehr übergeben.

Auſser der vorbesehriebenen Brücke erbaute Schneider in ähnlicher Weise die Brücke über den Frazer-Fluſs im Zuge der kanadisehen Pacificbahn.[92])

4. Die Brücke über den Firth of Forth bei Queensferry.[93]) F. 3^{a-c}, T. XI.

Auf jedem Ufer, sowie auf der Insel Inchgarvie befinden sieh je vier Stück 5,5 m hohe Steinpfeiler, deren Mitten auf den Ufern je 47,25 m, auf Inchgarvie 82,5 m in Richtung der Brückenachse voneinander entfernt sind. Die Steinpfeiler tragen Ecksäulen von mehr als 100 m Höhe, welche in der Längenansicht (F. $3^{d\,u.\,e}$) vertikal, im Querschnitt der Brücke aber stark geneigt erscheinen, vergl. F. $3^{a\,u.\,b}$. Horizontale Querverbindungen und sich kreuzende Diagonalen vereinigen je vier Ecksäulen zu einem mächtigen Turmpfeiler. An die Turmpfeiler schlieſsen sich Konsolen (Kragträger) von 207,3 m Länge; auf den Enden der Konsolen ruht ein Halbparabelträger von 106,6 m Spannweite. Die Gesamtweite der beiden Öffnungen beträgt 521,2 m. Die Durchfahrt ist auf 154 m Breite bei Hochwasser, auf 259 m Breite bei Niedrigwasser in 45,7 m Höhe frei. Zur Herstellung des Gleichgewichtes liegen auf den Uferenden Konsolen auſserhalb der groſsen Öffnungen. Gesamtlänge der Trägerkonstruktion 1634 m, Trägerhöhe über den Pfeilern 104 m, an den Enden der Konsolen 15,3 m. Die Einzelheiten, namentlich auch die Konstruktion der Säulen und Gurtungen gehen aus T. XIX der zweiten Abteilung hervor.

Nach Fertigstellung der steinernen Pfeiler wurden zunächst untere Auflagerplatten verlegt, hierauf obere Auflagerplatten, welche als Schuhe für die verschiedenen hier entspringenden Konstruktionsteile dienten. Eine eingehende Beschreibung der dabei notwendig gewordenen schwierigen Arbeiten muſs an dieser Stelle unterbleiben, weil damit eine Besprechung der verwendeten Niet- und anderen Maschinen verbunden werden müſste. Hier soli nur der Arbeitsgang beschrieben werden; in Bezug auf die Konstruktion der Maschinen sei auf die unten angegebenen Qnellen verwiesen.[94])

---

[92]) Engng. 1884, II. S. 219. Mit Abbild.

[93]) Deutsche Banz. 1882, S. 530, 541; 1883, S. 530; 1884, S. 327. — Woehenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 2. — Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 12; 1883, S. 401. — Zeitsehr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, Heft 6. Mit Abbild. — Bakers Vortrag, Engineer 1884, Nov., S. 358—388. — Biggarts Vorschlag zur Aufstellung und Einriehtung der Türme der Eortk-Brücke und Hebung der Trüger mit Wasserdruck-Hebemaschinen. Engineor 1885, Okt., S. 296. Mit Abbild. — Ferner: Engineering news 1885, Okt., Nov., S. 234 u. 343. — Engng. 1887, Febr. 18 u. 25 und März 18; April, S. 349 u. 360; Juli, S. 116; Aug., S. 148, 170, 210; Sept., S. 309. Mit Abbild. — Engineer 1887, Febr. 4 u. 11 und März 11. Mit Abbild. — American engineer 1887, Aug. S. 59. — Reisebericht in d. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 316 ff.

[94]) Woehenbl. f. Baukunde 1887, S. 43 u. 51. — Engng. 1887, Sept., S. 291.

Die grofsen Ecksäulen (Stahlsäulen von 3,66 m Durchmesser) wurden bis zur Höhe von etwa 10 m durch gewöhnliche Krahne montiert. Von da ab wurde eine Plattform benutzt, welcher die fertigen Säulenteile als Stütze dienten. Man nietete im Innern der Ecksäulen Versteifungsrippen an, welche in Höhenabständen von 0,3 m mit Bolzenlöchern versehen waren (F. $3^{a\,u.\,b}$). An diesen Rippen wurden mit Stahlbolzen je zwei übereinander gelagerte Träger befestigt, auf deren obersten die Haupt-Plattformträger ruhten. Letztere lagen den vertikalen Seitenflächen des aus vier der vorerwähnten Ecksäulen bestehenden Pfeilers parallel und gingen durch die Ecksäulen hindurch. Um dies zu ermöglichen, waren zunächst von zehn den Querschnitt einer Säule bildenden Platten nur acht provisorisch verschraubt, je zwei einander gegenüberliegende Säulenelemente fehlten einstweilen. Die Ergänzung der Säulen durch die beiden fehlenden Platten und die Vernietung geschah erst, wenn die Plattform u. s. w. über den betreffenden Satz gehoben war. Auf jenen Haupt-Plattformträgern ruhten wiederum vier Querträger, welche je zu beiden Seiten der aufzuführenden Säulen gelagert waren. Die Gesamtanordnung geht aus F. 3^{c} hervor, die Lage der in den Säulen enthaltenen Querträger, sowie der Haupt-Plattformträger ist in den Figuren $3^{a\,u.\,b}$ dargestellt, während F. 3^{d} einen oberen Querträger mit dem darunter im Querschnitt dargestellten, durch die Säulen hindurchgehenden Haupt-Plattformträger A zeigt. Die oberen Querträger waren mit einem Holzbelag abgedeckt; das Gewicht der Gesamtplattform einschliefslich Krahne u. s. w. betrug 400 t.

Mit Hilfe einer hydraulischen Presse, welche zwischen dem unteren, innerhalb der Ecksäulen befindlichen Träger (F. $3^{a\,u.\,b}$) und dem Haupt-Plattformträger angebracht war, wurde die Last der Plattform u. s. w. von dem oberen Träger abgehoben, und dies gestattete, die Bolzen, mit welchen der letztere befestigt war, wegzunehmen. Der nach angemessener Verstärkung des Druckes nunmehr sich hebende Plattformträger zog den unter ihm befindlichen oberen Träger nach sich; diese Hebung betrug etwa 0,3 m, entsprechend der Entfernung der in den Rippen angebrachten Bolzenlöcher. Der obere Ecksäulenträger wurde nunmehr mit der Säule verholzt und die Last der Plattform ruhte wieder auf demselben, sobald das Wasser aus der hydraulischen Presse abgelassen war. Alsdann wurde der untere Ecksäulenträger um ein entsprechendes Stück in die Höhe gezogen und verholzt und damit war alles für eine neue Hebung fertig. In dieser Weise wurde nach und nach der Plattformträger jedesmal im Zusammenhange um etwa 5 m gehoben, worauf ein neuer Satz von Platten zur Bildung der Ecksäulen angebracht werden konnte.[95])

Beim Heben der Plattform wurden nicht nur die röhrenförmigen Diagonalen der schrägen Felder vollständig montiert, sondern auch die Gitterstreben in den vertikalen Feldern, soweit sie erreichbar waren. Bei dieser Arbeit traten verschiedene Schwierigkeiten ein.[96]) Die mit einer Neigung von $1:7^{1}/_{2}$ gegeneinander stehenden Ecksäulen haben erst in Höhe von über 40 m eine definitive gegenseitige Absteifung, hatten daher bei der Errichtung das Bestreben, sich zu nähern. Dies wurde indessen in wirksamer Weise durch die Hauptträger der Plattform verhindert und nur während der Hebung derselben kamen kleine Verschiebungen vor, sodafs die Säulen durch hydraulische Winden wieder in richtige Stellung gebracht werden mufsten. Auf die genaue Stellung der Anfangsglieder der Säulen war selbstverständlich grofse Sorgfalt verwendet, da hier sonst durch Spannungen erhebliche unvorhergesehene Beanspruchungen hervortreten konnten. Sehr viele Schwierigkeit verursachten auch die ungleichen Ausdehnungen der

[95]) Engng. 1887, März, S. 248. — [96]) Engineer 1887, Nov., S. 438.

Säulen bei Temperaturunterschieden. So zogen sich dieselben vor der Sonne zurück, weil die direkt beschienenen Flächen sich stärker ausdehnten, als die nicht bestrahlten.

Schon ehe die Ecksäulen ihre volle Höhe erlangt hatten, wurde mit der Ausführung der unteren röhrenförmig gestalteten Gurtungen begonnen. Gänzlich freitragend wurden dieselben bis zu einer Länge von etwa 30 m montiert. Die ersten Sätze wurden mit Hilfe von Krahnen angebracht und vernietet. Mit fortschreitendem Bau wurden die Röhren durch hydraulische Nietmaschinen angefertigt. Zum Bau der Gurtung selbst benutzte man einen käfigartigen Hilfsträger, welcher die Röhren umfafste (F. 3c).

Dieser war grofs genug, um Nietmaschinen und Arbeiter aufzunehmen, aufserdem trug derselbe einen hydraulischen Krahn, welcher die zu verbindenden Platten u. s. w. hinaushrachte. Der Hilfsträger war im Querschnitt rechteckig und bestand aufser dem Rahmstück aus Streben und Bändern, welche ersteres mit den die Röhre umschliefsenden und an derselben befestigten Ringen verbanden. In der Längsrichtung bestand der Hilfsträger aus sechs Teilen, welche so genau hearheitet waren, dafs die entsprechenden Teile miteinander verwechselt werden konnten. Beim Fortgang des Baues wurden je zwei hinten gelegene Teile abgenommen und vorn wieder angebaut. Der auf dem Hilfsträger stehende Krahn konnte die Ladung senken und heben, einen vollen Kreis beschreiben und nach Bedürfnis in der Länge des Hilfsträgers verschoben werden.

Das Material wurde in den Bereich des Krahnes auf einem Schienenstrang gebracht, welcher mittels Knaggen auf der unteren Gurtung befestigt war (F. 3c). Die Wagen wurden durch Drahtseile vor- und rückwärts bewegt.

Die unteren Gurtungen wurden freitragend montiert, bis das eigene Gewicht und das der Hilfsmaschinen den Druck an der Wurzel auf 1,2 t f. d. qcm brachten. Dann mufsten die Gurtungen an den Pfeilern aufgehängt werden. Diese Verbindung geschah in doppelter Weise: durch leichte Gliederketten B und durch zur Übernahme des vollen Druckes bei weiterer Auskragung bestimmte starke Flachhänder C (F. 3c). Die Gliederketten wurden zunächst an den Ecksäulen befestigt, stückweise angehängt und nachdem die nötige Länge montiert war, mittels Flaschenzügen, welche an ihrem unteren Ende befestigt waren, an das äufsere Ende der freitragenden Gurtung gebracht und auch dort befestigt. Mit Hilfe dieser Gliederkette wurde nun die Hauptverankerung hergestellt, indem man zwischen Kette und der entsprechenden Ecksäule Rüstungen erbaute. Letzteres wurde mit Hilfe des auf den Säulenköpfen bezw. deren Verbindungsträgern in Höhe von über 100 m stehenden Krahns bewirkt. Auch an die Gliederketten angehängte korbartige Plattformen fanden hierbei Verwendung.

Die mit diesen Hilfsmitteln montierten Verankerungen wurden an den Ecksäulen in sehr solider Weise mittels Konsolen D, welche eine auch weiter unten erwähnte hydraulische Presse trugen, befestigt. Die Traghänder gingen zu beiden Seiten der unteren Gurtung vorbei und endeten mit Winkeleisen, an welchen ein Querträger genietet war. Ein weiterer Querträger war an der unteren Gurtung selbst befestigt. Zwischen beide Querträger stellte man eine hydraulische Presse und brachte durch diese einen Druck von 120 t hervor, welcher die untere Gurtung hob und die Spannung beseitigte, welche an der Wurzel derselben infolge des Freitragens vorhanden war. Hiernach wurden die Verankerungen direkt an dem an der unteren Gurtung befindlichen Querträger vernietet.

Nunmehr wurden zum Bau der Diagonalen des ersten Faches Plattformen E erbaut (F. 3c), welche einerseits an den Ecksäulen bei F, andererseits in der Mitte der ersten Gefache der unteren Gurtungen bei G Stützpunkte fanden. Die Plattformen sind rechteckig gestaltet und bestehen aus zwei parallelen Gitterträgern, welche in üblicher Weise durch

Streben u. s. w. miteinander verbunden sind. Es ist dafür gesorgt, dafs diese Plattformen für den Bau der weiter abstehenden Teile der Diagonalen durch Anbau verlängert werden können. Das satzweise Heben der Plattformen wurde wiederum durch hydraulische Pressen bewirkt, welche am freien Ende der Plattform von unten drückten. An den Ecksäulen standen hydraulische Pressen auf den vorerwähnten Konsolen *D*. Diese Pressen hatten einen hohlen Schaft, durch welchen das an der Plattform befestigte Zugband ging. Nach jeder Hebung mufste ein Glied ausgeschaltet werden, und die Träger wurden unterdessen provisorisch aufgehängt. Von dieser Plattform aus wurden zugleich alle Nebenteile der Brückenkonstruktion, soweit solche erreichbar waren, hergestellt.

Die eigentliche Fahrbahn sollte ursprünglich am Boden fertig gearbeitet und dann im Zusammenhang gehoben werden. Hiervon ist man indessen abgekommen und hat dieselbe freitragend montiert unter Benutzung der zahlreichen zur Verfügung stehenden Aufhängepunkte. Auch die als Gitterwerk konstruierten Diagonalen der Pfeiler sind ebenso behandelt, und es waltet somit bei dem ganzen Bauwerke das Bestreben ob, jeden gewonnenen Stützpunkt für den Weiterbau zu verwerten. Wie viel mit Hilfe der Säulenabdeckung und der darauf befindlichen Maschinen für den Ausbau der unteren Teile geleistet werden kann, zeigt ein Blick auf F. 3^a.

Viele Einzelheiten dieser überaus kühnen Ausführung sind in den bisherigen Veröffentlichungen noch ungenügend behandelt; das vorstehend Erwähnte dürfte aber hinreichen, um den Gang des Baues im wesentlichen zu veranschaulichen.

Litteratur.

Brücke über den St. Johns-Flufs in Neu-Braunschweig. (Cantilever.) Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 39.

Brücke über den St. Lorenz-Flufs zu Quebeck. (Eine Art Cantilever. Mittelöffnung mittels über die Ständer gespannter Drahtseile montiert.) Engng. 1885, S. 336. — Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 191.

II. Bogenbrücken.

§ 27. Montieren auf durchgehenden Rüstungen. Die Methoden der Aufstellung sind bei den Bogenträgern vielfach die nämlichen, wie bei den Balkenträgern. Man wählt auch hier mit Vorliebe das Montieren auf festen Rüstungen; natürlich sind dieselben von vornherein der Bogenform entsprechend zu konstruieren. Da indessen beim Vorkommen eines Bogenträgers gemeinhin ziemlich erhebliche Höhen vorhanden sind, so hat man auch nicht selten durchgehende Rüstungen zu vermeiden gesucht und entweder in den Öffnungen nur einzelne Stützpunkte geschaffen oder die Unterrüstungen ganz weggelassen.

Die nachstehenden Besprechungen beschränken sich gröfstenteils auf die Montierung der Bogenträger aus Schweifseisen und Stahl. Die Montierung der gufseisernen Bogenträger bietet in der Regel besonders Bemerkenswertes nicht, es genügt daher betreffs derselben auf die im Litteraturnachweis gemachten Angaben zu verweisen.

Die Montierungsgerüste sind durchweg nach denselben Prinzipien zu konstruieren, wie die der Balkenbrücken, und die in § 16 gegebenen allgemeinen Regeln gelten auch für Bogenbrücken. Da indessen der Arbeitsboden der Bogenform entsprechend gekrümmt ist und auf dieser Grundfläche ein Herbeischaffen der Materialien sehr umständlich wäre, so wird man in der Regel durch Herstellung eines horizontal abgeglichenen Übergerüstes einen Zufuhrweg zu beschaffen haben, auf welchem dann zweckmäfsiger Weise ein

Laufkrahn angebracht wird. Die Lage der Oberrüstung ist so zu wählen, dafs dieselbe gleichzeitig für das Montieren der Fahrbahn dienen kann.

Die einzelnen Knotenpunkte der Konstruktion siud wie hei Balkenbrücken genau einzumessen; dabei ist auf die Dilatation besondere Rücksicht zu nehmen, da letztere eine Hebung bezw. Senkung herbeiführt, welche alle Knotenpunkte mehr oder weniger mitzumachen haben. Es empfiehlt sich oft, erst dann, wenn das Montieren bis zum Scheitelstück des Bogens gediehen ist, ein genaues Stichmafs des Zwischenraumes zu nehmen und das Schlufsstüek hiernach auf Länge anfertigen zu lassen. Ist indessen der Träger vorschriftsmäfsig auf Zulage abgehunden und sind heim Montieren Kopfschrauhen unter jedem Knotenpunkt vorhanden, so ist die nachträgliche Ausführung des Schlufsstückes überflüssig, da man durch Anwinden bezw. Nachlassen der Hebesehrauhen ohne Scbwierigkeit das Schlufsstüek einpassen kann. Indessen ist bei dieser Arbeit grofse Vorsieht nötig, damit nicht durch fehlerhaftes Verstellen der Hebeschrauben eine Formänderung des Bogens herheigeführt wird.

1. Eisenbahnbrücke über den Neckar hei Jaxtfeld.[97]) F. 1^{a-e}, T. VIII.

Die Fahrbahn liegt 12,6 m über Nieder-, 3,3 m über Hochwasser. Die Brücke hat fünf Öffnungen von je 36 m Lichtweite, der Oberbau ist für ein Gleis ausgeführt. In jeder Brückenöffnung hefinden sich drei Bogenträger aus Walzeisen, welche untereinander durch Querverbindungen zn einem Ganzen vereinigt sind. Jede Bogenrippe, mit einem mittleren Halbmesser von 57,6 m und $^1/_{11}$ Pfeil angelegt, besteht aus einer 135 mm starken Vertikalplatte, welche mit den beiden Gurtungen, die je naeh Erfordernis zwischen 2 und 7 Blechlagen von 9 mm Stärke und 300 mm Breite wechseln, durch Winkeleisen verbunden und durch vertikale Winkeleisen versteift sind. Die Höhe einer Bogenrippe im Scheitel ist 0,75 m; an den Stützpunkten 1,05 m. Die Querträger sind an den Vertikalwinkeleisen angenietet und liegen teils innerhalb, teils aufserhalb der Bogenträger.

Die Ausführung des Überbaues erfolgte von September 1868 bis April 1869 durch Gebr. Benckiser in Pforzheim. Für den Transport zur Baustelle wurde jede Bogenrippe in drei Teile zerlegt, deren jeder etwa 9,3 t wog. Diese wurden auf einem Arbeitsgleise his zur Baustelle geschafft.

Die Figuren 1^b, 1^c u. 1^e (reehts) zeigen die Einrüstung der beiden Seitenöffnungen, Fig. 1^a, 1^d u. 1^e (links) diejenige der mittleren Öffnungen, welche der Sehiffahrt wegen anders zu bewerkstelligen war. Da die Pfeiler einem Seitenschub nicht ausgesetzt werden durften, so mufste die Einrüstung der drei linksseitigen Öffnungen der Brüeke vor Aufstellung der Bogen der ersten Öffnung vorgenommen werden.

Jeder einzelne Bogenteil kam horizontal liegend zur Baustelle, wurde auf Schienen abgeladen und mit Hilfe eines Flaschenzuges auf das Gerüst gehoben. Hier angelangt, wurde er auf schräger Balkenlage ahgelassen und sodann vertikal gestellt. So wurden immer erst die sechs Endstlicke einer Öffnung aufgestellt und fertig montiert, damit je drei zusammen einen soliden Körper bildeten. Waren nun diese Endstücke hergestellt, so wurden die Mittelstücke der Bogenrippen eingefahren, herabgelassen und mit den korrespondierenden Endstücken verbunden. Die Regulierung mit Kopfschrauhen an den Auflagern vollendete die Montierung der ersten Öffnung, deren Rüstungen zur weiteren Verwendung entfernt wnrden. Man ersetzte dieselben indessen einstweilen durch unter die Knotenpunkte gestellte Pfosten, um einen Horizontalschub zu hindern.

[97]) Becker. Handbuch der Ingenieurwissenschaft. Stuttgart. 5. Bd.

Erst nach Aufstellung der Bogenrippen sämtlicher Öffnungen wurden die Rüstungen gleichmäfsig entfernt. Der Raum, welcher infolge einer geringen Senkung der Bögen zwischen den Auflagerplatten und den Auflagerquadern entstand, wurde sorgfältig mit Cement ausgegossen.

Die Kosten betrugen:

475,64 t Schmiedeisen für die Bogenträger samt Querverbindungen und Geländer. Material nnd Arbeit einschl. Aufstellung, Anstrich à 433,50 M. . . .	206190 M.
46,2 t Gufseisen à 289 M.	13352 „
20,9 t Gufsstahl für die Auflagerungen und Drehbolzen à 680 M. . .	14212 „
	233754 M.

2. Brücke über den Erdre-Flufs.[98]) F. 5a u. b, T. VIII.

Dieselbe liegt in der Linie Nantes-Ohateaubriant und verbindet zwei steile Granitkuppen, zwischen welchen der Flufs auf 100 m Breite eingeengt ist. Fester Grund im Flusse findet sich erst bei 20 m Tiefe; man wählte daher eine einzige Brückenöffnung von 97,98 m Weite zwischen den Widerlagern, an welche sich beiderseitig noch je drei gemauerte Öffnungen von 8 m Weite anschliefsen. In der Mittelöffnung sind für die zwei Gleise vier schmiedeiserne, 2,2 m voneinander entfernte Tragrippen angeordnet, welche aus dem eigentlichen Bogen, der an den Kämpfern in Gelenken sich bewegen sollte, dem oberen horizontalen Streckgurt und der dazwischen liegenden Konstruktion bestehen. Der Bogen hat am Scheitel 2,2 m, am Kämpfer 2,5 m Höhe.

Die zur Montierung benutzte Rüstung ruhte auf eingerammten Jochen. Die Pfähle der letzteren reichen nicht bis zum Felsen; sie wurden mit einem Rammbär von 800 kg Gewicht, welcher aus 1 m Höhe fiel, geschlagen. Man hörte mit dem Rammen auf, als eine Hitze von 10 Schlägen nur ein Eindringen von 2 cm bewirkte, da die Pfähle unter diesen Umständen rechnungsgemäfs ein Gewicht von 10000 kg tragen konnten, d. i. die doppelte Last, welche wirklich darauf ruhen sollte. Die Rüstträger sind von Sprengwerken unterstützt, auf dem unteren Rüstboden ruhten auf Keillagern die Bögen. Die gerade Oberrüstung trägt eine bewegliche Krahnwinde.

Die Montierung selbst bot nichts besonders Bemerkenswertes; die Ausrüstung, welche bei einer Temperatur von 16° C. vorgenommen wurde, wurde in einfacher Weise dadurch bewirkt, dafs man das Kämpfergelenk (vergl. Kap. XIV, S. 234) festlegte. Bei einer geringen Temperaturzunahme wurden alsdann die Keillager locker und konnten ohne Mühe entfernt werden. Der untere Rüstboden fand bei der Brückenprüfung Anwendung zur Aufstellung der Apparate.

Zu den Bogengerüsten wurden 700 cbm Holz verwendet.

Die Gewichte und Kosten der Eisenkonstruktion sind folgende:

	920,304 t Schmiedeisen, à 392 M	360759 M.
	38,846 t Gufseisen, à 272 M.	10566 „
	19,101 t Stahl, à 800 M.	15281 „
	3,352 t Blei, à 520 M.	1743 „
zusammen	981,603 t im Preise von	388350 M.
	Nebenausgaben	27650 „
	Gesamtkosten der Eisenkonstruktion . .	416000 M.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion f. d. lfd. m beträgt rund 10 t; die Kosten f. d. lfd. m belaufen sich auf rund 4225 Mark.

[98]) Ann. des ponts et chaussées 1879, Mai und Juni. (Mit Abbild.) — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 139.

Der Zuschlag auf die Gesamtarbeiten erfolgte im Februar 1876; die ersten Eisenteile trafen auf der Baustelle am 18. März 1877 ein; beendet wurde die Arbeit am 12. November 1877. Die Herstellung der Metallträger hat mithin 21 Monate gedauert, wovon 7½ Monate auf die Aufstellung entfallen. Hierbei waren bis zu 113 Arbeiter auf dem Bauplatz.

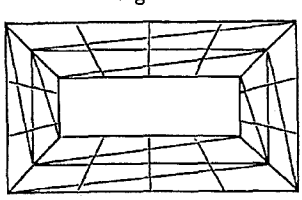
3. Die Sehwarzwasser-Brücke bei Bern.[99]) F. 2a–c, T. VIII.

Dieses Bauwerk liegt in der Strafse von Bern nach dem Amtshezirke Schwarzenburg. Die Brücke überschreitet in einer Höhe von etwa 60 m das Schwarzwasser-Thal mit einem Bogen von 114,01 m Stützweite und 21,484 m Pfeilhöhe. Es sind zwei Bogenträger angeordnet, welche naeh Parabeln gekrümmt sind und im Scheitel 1,5, an den Kämpfern 3,5 m Höhe haben. Zur Erhöhung der Standsicherheit sind die Ebenen der Bogen nicht lotrecht, sondern iu einer Neigung von etwa 1:20 angeordnet. Der Abstand derselben beträgt darnach im Scheitel rund 6,0 m, am Auflager etwa 8,0 m. Auf den oberen Gurtungen der Träger sind in wagrechten Abständen von 5,76 m Pfosten (auch in einer Neigung von 1:20 gegen das Lot) angeordnet, von denen je zwei durch Horizontal- und Diagonalversteifungen zu Jochen verbunden sind. Die Höhen dieser Joche wechseln von 1,0 bis 18,0 m. Der obere Abschlufs der Joche ist dnrch Quer- und Längsträger gegeben, welche die eigentliehe Fahrbahn tragen. Letztere besteht aus einem Zores-Belag und der auf einer Betonunterlage ruhenden Beschotterung.

Das von dem Ingenieur Simons entworfene Baugerüst ist heachtenswert. Aufser den ökonomisehen waren die örtlichen Verhältnisse besonders zu berücksichtigen und namentlich Bedacht darauf zu nehmen, eine Konstruktion zu erlangen, welche dem Einfluſs des Windes nicht zu sehr ausgesetzt sei und somit auch das Thalprofil möglichst wenig verringere.

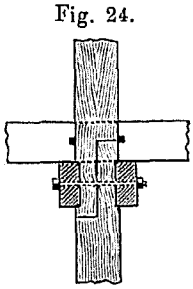
Zu diesem Zwecke erbaute man vier einzelne Türme, welche oben durch armierte Träger verbunden wurden. Die mittleren Türme haben eine Höhe von 56 m, sind nnten 8 m breit, 14,8 m lang und ruhen auf einem Unterhau, welcher aus eingerammten und durch Holme und Zangen fest verbundenen Pfählen besteht. Die Stützen der kleineren Türme sind in den Felsen eingelassen und mit Cement vergossen.

Fig. 23.



Jede der vier Seiten eines Turmes kann als ein einfaches Fachwerk von 7,50 m Felderlänge angesehen werden. Die Diagonalen steigen von jedem Eckenpunkte nach derselben Seite hin auf; sie bestehen aus Doppelzangen, welche in die Ständer etwas eingelassen sind, sodafs eine gröfsere Steifigkeit, als durch bloſse Sebraubbolzen erzielt wurde; Gegendiagonalen sind nicht vorhanden, siehe Fig. 23. Die 14 Ständer, welche in jedem Pfeiler angeordnet sind, laufen in ganzer Länge durch, es sind somit nicht einzelne für sich bestehende Geschosse hergestellt, sondern letztere dnrch Umfassen der Ständer mit Doppelzangen gebildet. — Da bei der hedeutenden Höhe der Ständer ein Stofsen derselben unvermeidlich war, so wurde die Verbindung an den Stöfsen, wie in Fig. 24 gezeichnet, gebildet. Zwei Paar Zangen, welche sehr sauber eingelassen sind, umfassen den Stofs. Man vergleiche F. 2c, T. VIH.

Fig. 24.



[99]) Il ponto sullo Schwarzwasser. Memoria degli Ingegneri Röthlisberger & Simons. Milano 1884. — Politechnico 1884, S. 239. — Deutsche Banz. 1884, S. 512. — Schweiz. Bauz. 1884, Bd. IV, S. 141, 147, 158. Mit Abbild. — Zeitsehr. f. Bauw. 1886, S. 354. Mit Abbild.

Das oberste Geschofs der Türme hatte zur Herstellung einer Art Lagerplatte, auf welcher die armierten Träger ruhen sollten, zwei besondere in F. 2ª, T. VIII ersichtliche Ausbaue. Zwei an den inneren Ecken der mittleren Türme befestigte Drahtseile verbanden die Türme aufserdem untereinander. Weitere vier an denselben Punkten angebrachte Drahtseile von 25 mm Stärke waren im Thale an eisernen Barren, welche in den Felsen verankert waren, befestigt. Auch die äufseren Türme waren durch ähnliche Vorkehrungen gegen seitliche Bewegungen gesichert.

Zwischen je zwei Türmen lagerten vier armierte Träger derart, dafs immer zwei derselben einen der darüber befindlichen eisernen Brückenträger zwischen sich fafsten. Zwei in solcher Weise zusammengehörige Hilfsträger hatten einen Abstand von 3 m und waren untereinander verbunden und abgesteift. Die Konstruktion der Hilfsträger geht aus der Zeichnung hervor. Das Zugband bildete ein 200 mm breiter und 12 mm starker Eisenstreifen, an welchen die in Einschnitte um die Spannbalken gelegten Winkel- bezw. Flacheisen festgenietet waren. Die oberhalb der Türme und der armierten Träger befindliche Holzkonstruktion wurde aus leichten 0,15 bis 0,18 m starken Hölzern ausgeführt.

Für die Montierung der eisernen Bogen erbaute man Lehrbögen, deren Oberfläche 0,4 m unter der Eisenkonstruktion lag. Das oberste Balkenwerk war in ganzer Breite mit Brettern bedeckt und so berechnet, dafs die schwersten Brückenteile von 2 t Gewicht transportiert werden konnten.

Zur Erbauung der ganzen Hilfsbrücke mit Türmen gebrauchte man 500 cbm Rundholz (mittlerer Durchmesser 0,205 m) und 1600 qm Bretter von 30 mm Stärke. Der Querschnitt durch das Thal, in der Brückenachse gemessen, beträgt 6600 qm.

Beim Abbruch des Gerüstes nahm man Rücksicht darauf, das Holz des ganzen Baues wieder zu einer anderen Brücke ähnlicher Konstruktion, der Kirchenfeld-Brücke bei Bern zu verwenden.

Arbeitszeit 18 Monate einschl. Aufstellen der Rüstungen. Gewicht der Eisenkonstruktion 430 t. Kosten 225000 M., davon entfallen rund 35000 M. auf die Rüstungen. Zum Vergleich der Kosten für drei grofse Bogenbrücken entnehmen wir dem Aufsatze von O. Riese, Neue Brückenbauten in der Schweiz[100]) folgende Tabelle:

Bezeichnung des Bauwerks.	Bauzeit	Anzahl der Öffnungen	Spannweite einer Öffnung	Pfeilhöhe	Höhe der Fahrbahn über dem Thal	Höhe des Bogens im Scheitel	Höhe des Bogens am Auflager	Breite der Fahrbahn einschl. Fufsgängerweg	Entfernung der vertikalen Ständer	Gesamtgewicht des Eisens	Eisengewicht f. d. qm Grundfläche	Kosten des Eisens	Gesamtkosten	Kosten f. d. qm Grundfläche
			m	m	m	m	m	m	m	t	kg	M.	M.	M.
Javroz-Brücke[101]) . .	1878/80	1	85,79	19,71	56	1,5	2,7	4,8	7,02	205	385	74000	156000	293
Schwarzwasser-Brücke	1881/82	1	114,01	21,48	62	1,5	3,5	6,0	5,76	430	429	156500	225000	224
Kirchenfeld-Brücke . .	1882/83	2	80,70	22,60	35	1,5	2,9	13,2	14,33	1344	443	566800	862000	284

Litteratur.

Gufseiserne Bogenbrücke über die Rhône bei Lyon. Ann. des ponts et chaussées 1859, Heft 4.

Margarethen-Brücke bei Budapest. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 382.

Neue Rhein-Brücke bei Basel. Deutsche Banz. 1879, S. 297.

Brücke in der Forbes-Strafse zu Pittsburg. Engng. 1876, S. 529.

Fufsgängerbrücke über die Ocker an der Ottmer-Strafse in Braunschweig. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 172.

[100]) Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 362.

[101]) Eisenbahn 1880.

§ 28. **Einfahren von Bogenträgern und Aufstellen derselben auf Pfeilergerüsten.** Das Einfahren von Bogenbrücken erfolgt mit seltenen Ausnahmen stets so, dafs nur Teile der Bogenträger vor der Aufstellung fest verbunden werden und dafs diese Teile auf Pfeilergerüsten zur Ablagerung kommen. Es werden hierbei die durchgehenden Rüstungen erspart, ohne die Genauigkeit der Ausführung zu beeinträchtigen. Bei diesem Verfahren ist darauf Bedacht zu nehmen, dafs bei der Aufstellung nahezu dieselbe Temperatur herrscht, wie bei dem Zusammennieten auf der Zulage, da die Ausdehnungen bezw. Zusammenziehungen der einzelnen Teile ganz anders erfolgen, als beim geschlossenen Bogen. Will man diese Beschränkung in der Ausführung nicht zulassen, so müssen die Schlufsstücke nachträglich nach Stichmafs angefertigt und eingepafst werden. Die hierbei infolge von Temperaturverschiedenheiten noch eintretenden kleinen Differenzen lassen sich durch Scheitelhebung bezw. -Senkung leicht beseitigen.

1. Unterspree-Brücke bei Berlin.[102])

Die Brücke hat drei Stromöffnungen von je 16,71 m und zwei Überbrückungen der Uferstrafsen von je 12,71 m Lichtweite. Der höchste Wasserstand liegt bei 2,88 m über Null der Mühlenpegel zu Berlin, die Unterkante des Brückenüberbaues in Mitte jeder Öffnung hat eine Höhe am Pegel von 6,20 m, während die Oberkante des Pflasters bezw. der Schienen auf 7,01 m angenommen wurde. In den beiden Seitenöffnungen liegt die Unterkante des Überbaues in der Mitte der Öffnungen auf 6,33 m, sodafs hier eine Höhe von 3,77 m über den Uferstrafsen vorhanden ist. Die Bogenbrücke ist aus Schmiedeisen und hat sowohl Scheitel- wie Kämpfergelenke, vergl. T. X der vierten Abteilung, F. 16. Die Pfeilhöhe der Bogen ist $^1/_{10}$ der Spannweite, in jeder Öffnung liegen 14 Bogenträger nebeneinander. Die Brückenbahn trägt zwei Trottoirs von 1,67 m bezw. 2,15 m, ein Gleis von 4,08 m und eine Fahrstrafse von 7,85 m Breite.

Die einzelnen Bogen wurden in der Fabrik fertiggestellt, zusammengepafst, ausgerichtet und zur Baustelle geschafft. Zwei Kähne wurden sodann durch eine Plattform verbunden und hierauf ein grofser Krahn errichtet. Nachdem diese Vorrichtung in eine Öffnung gefahren und vor Anker gelegt war, wurde je ein halber Bogenträger hochgewunden und auf einer schwachen, in Höhe der Kämpfer erbauten horizontalen Rüstung abgestützt. Der Gelenkbolzen am Kämpfer wurde in die vorher auf den Trägersteinen mit vier Bolzen lose befestigte Widerlagsplatte eingelegt und die Bogenhälfte dagegen gestemmt. Ebenso verfuhr man mit der zweiten Bogenhälfte, worauf dann das Einsetzen des Gelenkbolzens im Scheitel erfolgte und jede Bogenhälfte soweit herabgelassen wurde, dafs beide sich durch Vermittelung der vorher in die Lager eingeschliffenen Gelenkbolzen gegeneinander stemmten. Der Aufstellung der anderen Bogen folgte schliefslich das Einpassen und Vernieten der Querverbindungen, der Diagonalverstrebungen u. s. w. — Die Träger u. s. w. wurden im Frühjahr 1865 aufgestellt.

Gewicht und Kosten des eisernen Überbaues (mit Ausschlufs der Geländer) stellten sich folgendermafsen:

Schmiedeisen 152,53 t à 635 M.	96857 M.
Bearbeitetes Gufseisen 46,4 t à 360 M.	16704 „
Unbearbeitetes Gufseisen 147,19 t à 240 M.	35326 „
Blei 4,63 t à 635 M.	2940 „
	151827 M.

[102]) Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 267.

2. Eisenbahnbrücke der Rheinischen Bahn bei Koblenz.[103]) F. 1^{a-f}, T. IX, vergl. auch T. VIII der vierten Abteilung, F. 7 bis 12.

Die Brücke trägt zwei Eisenbahngleise. Der Überbau besteht aus drei Bogenträgern, von denen der mittlere doppelte Tragfähigkeit hat. Die Fahrbahn liegt nur teilweise oberhalb der Bogenträger; von letzteren sind die Teile über der Fahrbahn durch die Querträger und diejenigen unter der Fahrbahn durch besondere Quergitter miteinander verbunden. Die Querträger schliefsen sich mittels der Querträgerstützen teils direkt, teils indirekt an die Vertikalsteifen der Bogenträger an. Durch die Querträger sind die ein fortlaufendes Gestänge bildenden Schwellenträger gesteckt, welche mittels hölzerner Querschwellen das Eisenbahngleis und den Bohlenbelag tragen. Die drei Öffnungen haben eine Lichtweite von je 96,67 m, die Pfeiler sind 7,53 m stark; die untersten Punkte der Gewölbekonstruktion fallen mit dem höchsten bekannten Wasserstand zusammen. Die Pfeilhöhe beträgt 8,79 m.

Die Ausführung erfolgte durch die Kölnische Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft und Job. Kasp. Harkort zum Preise von 450 M. für 1000 kg Schmied- und Gufseisen. Dabei war bestimmt, dafs der Holzbau der Rüstungen mit den erforderlichen Schiffen auf Kosten und nach Angabe der Eisenbahnverwaltung hergestellt werde; die notwendig werdenden Maschinen, Hebevorrichtungen u. s. w. aber von den Unternehmern zu beschaffen seien.

Die Stromverhältnisse ermöglichten nur einen Stützpunkt in jeder Öffnung. In Erwägung, dafs die Herstellung sehr grofser gesprengter Rüstungen kostspielig und zeitraubend war, wurde beschlossen, auf eine Verbindung der Bogenrippen in horizontaler Lage Bedacht zu nehmen, da diese Bogenstücke sehr steife, leicht zu handhabende Träger bildeten. Dementsprechend wurden in den Werkstätten auf festen Zulagen nur Viertelsbogen vorschriftsmäfsig zusammengesetzt, vernietet und sodann in Schiffe verladen. Das gröfste Gewicht eines Vierteils der mittleren Bogen betrug 55 t.

Oberhalb des rechtsseitigen Widerlagspfeilers der Brücke war eine Zulagerüstung hergestellt (F. 1$^{e\,u.\,f}$). Die mit Viertelsbogen beladenen Schiffe fuhren in einen Längenkanal, dort wurden mit geeigneten Laufkrahnen die Bogen aufgerichtet, abgehoben (F. 1^{f}) und mittels Schiffen, welche in Querkanälen fuhren, auf der Rüstung in der Art vertikal abgelegt, dafs die zusammengehörigen Halbbogen in einer Richtung lagen. Dort wurden mit anderen Krahnen die Viertelsbogen vertikal stehend zusammengeschoben und nach den in der Zulage aufgezeichneten Linien und Punkten ganz genau wieder zusammengesetzt und fest vernietet. Von den so gebildeten Halbbogen fanden die zur Überdeckung einer Öffnung nötigen sechs Stück auf einer Zulagerüstung Platz.

In den eigentlichen Brückenöffnungen beschränkten sich die Rüstungen auf die Pfeilereinrüstung und eine in Mitte stehende Stromrüstung (F. 1^{a-c}). Letztere wurde vorläufig nur bis zur Höhe von 4,55 m über Nullpunkt des Koblenzer Pegels hergestellt, weil es sonst unmöglich gewesen wäre, die Bogen einzubringen.

Die zum Herbeischaffen der Bogen von der Zulagerüstung auf die Gerüste in den Öffnungen bestimmten Schiffe waren entsprechend ausgezimmert und trugen starke Böcke, in welchen die Bogen bei der Fahrt hängen sollten. Nachdem die Schiffe in gewöhnlicher Weise behufs des Abhebens zunächst etwas gesenkt, sodann leergepumpt und aus den Querkanälen ausgefahren waren, wurden dieselben durch Balken und diagonal gespannte Taue fest verkuppelt. Ein Dampfschiff brachte die Schiffe in die Brücken-

[103]) Zeitschr. f. Bauw. 1864, S. 385.

öffnungen; dort wurden dieselben verankert und die Halbträger einer nach dem andern in die Schlitze der Pfeilergerüste (F. 1[b u. d]) gebracht und abgelagert. Nachdem so die sechs Halbbogen sich an Ort und Stelle befanden, wurde das Mittelgerüst vollständig aufgebaut.

Zur Hebung der Halbbogen waren sowohl auf den Pfeilergerüsten als auf der Mittelrüstung je drei starke hydraulische Pressen aufgestellt, mittels welcher an starken Gliederketten die mit geeigneten Armaturen versehenen Halbbogen gehoben werden konnten. Die Pressen standen auf Schienengleisen, und die Halbbogen konnten mit je zwei Pressen beliebig vorwärts und rückwärts bewegt werden.

Das Heben erfolgte ohne Schwierigkeit; die richtige Höhenlage wurde mit Hilfe von Fernrohren genau bestimmt. Die beiden Mittelfelder im Scheitel waren einstweilen fortgelassen und die übergreifenden Stücke der Gurtungen mit Holz provisorisch versteift. Diese fehlenden Stücke wurden, nachdem genaue Stichmafse genommen, nachträglich angefertigt und eingesetzt. Dann wurden die Querträger, soweit es die Mittelrüstung gestattete, fest eingenietet, die weiter nach den Widerlagern befindlichen Querverbindungen angeschraubt und die Keile an den Widerlagern passend eingesetzt. Hierauf ging man zur Einrichtung der Bogen, wobei auf der Mittelrüstung die Bogen auf Hebeschrauben gestellt wurden. Nachdem die Einrichtung vollständig geschehen war, wurden die Pfeiler- und Mittelrüstungen entfernt; der fertige Ausbau erfolgte von Hängegerüsten aus und nur mit Hilfe von Flaschenzügen. Der Laufkrahn (F. 1[a]) erwies sich als ziemlich überflüssig.

Die Aufstellung begann am 1. Oktober 1863 und dauerte bis zum 1. April 1864.

Auch die Theifs-Brücke bei Szegedin (siehe Ann. des ponts et chaussées 1859, Heft 3) ist an dieser Stelle zu erwähnen.

§ 29. Montieren ohne feste Rüstungen durch Verankerung einzelner Konstruktionsteile. Die Vorbemerkungen zu § 26 sind teilweise auch hier zutreffend; es bleibt indessen zu beachten, dafs die Bogenform der Träger die Verankerung der Konstruktionsglieder an provisorische Pfeileraufsätze (Pylonen) begünstigt. Während somit bei geraden Trägern ausschliefslich die Befestigung der Endfelder an die Widerlager u. dergl. ins Auge gefafst werden kann und diese Verbindung so solide hergestellt werden mufs, dafs sie den frei schwebenden Anbau zu tragen vermag, ist es bei Bogenbrücken möglich, den Träger aufserdem an verschiedenen Knotenpunkten mit Hilfe von provisorischen Kabeln aufzuhängen. Dieser Umstand hat veranlafst, dafs sehr bedeutende Bogenbrücken zur Ersparung überaus kostspieliger fester Rüstungen ohne solche montiert sind.

Als Vorläufer der bezeichneten Ausführungen kann man diejenigen ansehen, bei welchen man feste Gerüste mit Hilfe ausgespannter Kabel hergestellt hat, vergl. S. 141 (Brücke von El Kantara). Auch die Ausführung der Brücke von St. Just über die Ardèche ist an dieser Stelle zu erwähnen, bei welcher man die Bogenträger von einer in Fahrbahnhöhe befindlichen und verschiebbaren Hilfsbrücke aus an ihren Platz gebracht hat.[104])

Vollständig durchgebildet tritt das Aufhängeverfahren bei den in nachstehendem zu besprechenden Bauwerken auf.

---

[104]) Brücke von El Kantara bei Constantine in Algier. Bullet. de la soc. d'encourag. 1866, Jan. — Nouv. ann. de la constr. 1866, Dez. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 472.

Brücke von St. Just über die Ardèche. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 474.

Montieren von Bogenbrücken mit Hängerüstungen. Scientific American 1872, Aug. S. 139.

1. Brücke über den Mississippi bei St. Louis.[105]) F. 3a u. b, T. VIII, vergl. auch T. VII der vierten Abteilung, F. 1 bis 15.

Die Brücke hat drei Öffnungen, zwei seitliche von je 153 m, eine mittlere von 158,5 m. Sie trägt zwei Eisenbahngleise, über welchen eine Fahrstrafse mit Pferdebahngleisen und Trottoirs für Fufsgänger angebracht sind. Die Bogenträger sind mit fest eingespannten Enden konstruiert. Die Bogenscheitel liegen 30,5 m über dem niedrigsten, 18,3 m über dem höchsten Wasserstande. Vier Bogenträger aus je zwei Gurtungen zusammengesetzt tragen die Fahrbahnen. Die Bogenträger der Seitenöffnungen enthalten 42, die der mittleren 44 Röhren von je 3,96 m Länge und 0,457 m Durchmesser bei variabler Wandstärke. Totalgewicht der Röhren etwa 2000 t. Die Röhren sind aus sechs Lamellen gebildet, welche durch eine Blechhülse und aufgezogene Ringe verbunden sind. — Die Anfangsstücke der Bogen sind mit Schraubengewinden versehen und wurden in schmiedeiserne Stücke von bedeutenden Dimensionen eingeschraubt. Die Schmiedstücke sitzen mit einer gehobelten Fläche auf entsprechend bearbeiteten Gufsplatten von 2,13 m Länge, 1,12 m Breite, 0,14 m Dicke. Diese liegen am Pfeilermauerwerk auf. Die Schmiedstücke der Bogenenden sind teils durch drei, teils durch vier Gufsstahlbolzen von 146 mm Durchmesser mit dem Mauerwerk verankert, um jede Bewegung der Bogenenden unmöglich zu machen.

Mit Ausnahme eines kleinen hölzernen Aufbaues unmittelbar an den Pfeilern und Widerlagern waren weitere Gerüste nicht auszuführen. Eine eingehende Berechnung hatte die Möglichkeit ergeben, die Röhren allein als Konsolen von den Widerlagern aus bis zu einer Entfernung gleich $^1/_4$ der Spannweite zu montieren. Zu dem Zwecke waren die Anfänger durch die vorerwähnten Bolzen zu verankern, welche bei den Pfeilern von Auflager zu Auflager, bei den Widerlagern aber bis zu genügender Tiefe gingen und durch eingemauerte eiserne Platten gehalten wurden. Die Länge dieser Anker schwankte zwischen 8 und 13 m. Der Endpunkt jenes Viertelbogens sollte mit Kabeln, welche über auf den Pfeilern errichteten Holzgerüsten liefen, gehalten werden und die weitere Montierung wieder freitragend erfolgen. Man nahm indessen bei der Ausführung teilweise Abstand hiervon und befestigte vorübergehend Hilfskabel an jedem 3. Knotenpunkt, sonach einander entsprechend an den Knotenpunkten No. 3, 6 u. s. w. Zu keiner Zeit waren übrigens mehr als drei Kabel in Thätigkeit, gewöhnlich nur zwei. Kabel No. 6, No. 12 (Hauptkabel) und No. 18 blieben beim Montieren permanent; Kabel No. 3 wurde entfernt, als Kabel No. 9 angebracht war und dieses beseitigt, als No. 12 gespannt war u. s. w.

Bis zum 10. oder 11. Knotenpunkt wurden alle vier Tragröhren gleichmäfsig montiert und ihre Verstrebungen angebracht. Von da ab wurden zunächst nur die mittleren eingesetzt. Die entsprechenden Röhren mufsten stets gleichzeitig eingesetzt werden, um verschiedene Ausdehnungen durch die Temperatur zu verhindern und das Verstreben zu ermöglichen.

Über die verwendeten Vorkehrungen ist das Folgende zu bemerken:

a. Die Kabelgerüste auf den Pfeilern und Widerlagern bestanden aus zwei je 16 m hohen Holzpylonen, deren Mittelmasten aus vier starken, durch eichene Dübel und

[105]) Engng. 1871, I. S. 15, 49, 73, 77, 81; 1872, I. S. 6 u. 40; 1872, II. S. 245; 1875, I. S. 17. — Ann. des ponts et chaussées 1877, II. S. 1. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1874, S. 75. — Transactions of the amer. society of civ. eng. 1874, S. 135; 1875, S. 239. — Scientific American 1873, Nov. — Journ. of the Franklin Institute 1873, Okt. — Engineer 1875, Jan. — Woodward. A history of the St. Louis bridge. St. Louis 1881.

Eisenbolzen verbundenen, fichtenen Balken hergestellt waren. Diese Maste standen in Lagern von kreuzweise übereinander angeordneten eichenen Balken und waren von den Enden der letzteren aus durch starke Balken verstrebt. Beide Pylonen waren zudem ihrer ganzen Höhe nach durch ein System von Spannriegeln und Streben verbunden und erhielten zur Bekrönung je ein zur Aufnahme der Kabel eingerichtetes Gufsstück. Die Kreuzlager der Pylonen ruhten auf den Kreuzköpfen zweier hydraulischen Pressen.

Um ein Vorwärtsschieben der Pylonen zu verhindern, wurden sehr stark konstruierte Böcke angewendet, welche mit dem Mauerwerk verankert waren. Die Masten wurden hierdurch in ihrer Lage erhalten, ohne dafs eine vertikale Bewegung derselben behindert war.

h. Die hydraulischen Pressen hatten den Zweck, bei Temperaturänderungen durch Senken oder Heben der Masten die Bogenenden in richtiger Höhe zu erhalten. Ihre Leistung betrug je 170 t. Dabei ruhte der Kreuzkopf lose auf dem Kolben, sodafs bei irgend einem Zwischenfall die Pressen aufser Thätigkeit gebracht und durch vier daneben befindliche kleine Pressen ersetzt werden konnten.

Die Kabelenden änderten bei den gröfsten Temperaturdifferenzen ihre vertikale Lage um 0,165 m. Um die hieraus sich ergebenden Unzuträglichkeiten aufzuheben, waren Wasserdruckmesser konstruiert, welche innerhalb gewisser Grenzen der Temperaturschwankungen als selbstthätige Regulatoren wirkten.

e. Die Hauptkabelketten bestanden aus schmiedeisernen Gelenkstangen, jede etwa 8,4 m lang und 0,025 m dick, abwechselnd sieben Stück je 0,152 m und sechs Stück je 0,178 m breit. Die Enden waren gestaucht, die zulässige Spannung in den Gelenken wurde zu ungefähr 775 kg f. d. qcm bestimmt. Die Gelenkbolzen hatten 88 mm Durchmesser. An jedem Ende jedes Kabels wurden zum Zwecke der Adjustierung, um alle Kabel in möglichst gleichmäfsige Spannung zu versetzen, starke Schraubvorrichtungen angebracht. Letztere waren an dem oberen Bogenrohr durch schwere schmiedeiserne Klammern, deren jede das Bogenrohr vollständig umfafste, befestigt, und stützten sich gegen die Gelenkverkuppelungen.

d. Die übrigen Kabel hatten bei einer zulässigen Spannung von 130 t einen Querschnitt von 232,25 qcm. Sie waren dem Hauptkabel in der allgemeinen Anordnung gleich, wechselweise drei Stangen 17,8 $\times$ 3,175 cm und vier Stangen 16,5 $\times$ 2,5 cm. An jedem Ende wurden sie mit justierbaren Schraubengelenken ausgerüstet und mit Klammern in derselben Weise wie die Hauptkabel an die Trägerröhren befestigt. Sie wurden über die Pfeiler und Widerlager auf einfachen Sattelböcken weggeführt, während die Verankerung hinter der Widerlagsmauer erzielt wurde.

Die Montierung der Bogenrippen selbst ist in F. 3^b, T. VHI dargestellt. Mit Hilfe eines Krahnarmes wurde zunächst ein Bogenstück der unteren Gurtung, welches durch zwei Flaschenzüge in richtiger Lage gehalten wurde, montiert; hierauf wurden beide Hälften der Verbindungsmuffen, deren eine in der Figur an einem Seil hängend dargestellt ist, angebracht und verholzt. Es folgte sodann das Befestigen der diesem Verbindungspunkt und dem vorhergehenden der oberen Gurtung gemeinsamen Diagonale, welche an letzterer Stelle bereits angebracht war, sodann die Montierung der oberen Gurtung mittels desselben Krahnarmes u. s. w.

Der Schlufs der zuerst vollendeten beiden Bogenrippen war schwierig. Die Abweichungen ihrer beiderseitigen Enden, horizontal und normal zur Brückenaehse gemessen (etwa 7 cm), liefsen sich leicht, die vertikalen Abweichungen (etwa 25 cm) aber nur mit Mühe und anfangs nur teilweise beseitigen. Noch mehr Arbeit und Sorge machte

die Anbringung der ersten Schlufsstücke in die unter Einwirkung der Temperatur sich fortwährend ändernden Zwischenräume zwischen den Bogenenden. Nach verschiedenen mifsglückten Versuchen (Abkühlen der Röhren mit Eis behufs Vergröfserung der Zwischenräume u. s. w.) griff man zu Schlufsstücken, welche mit Hilfe von Schrauben verlängert und verkürzt werden konnten (s. Kap. XIV, S. 239), und deren Anbringen und Einspannen ohne Schwierigkeit gelang. Derartige Schlufsstücke kamen in der Folge ausschliefslich zur Anwendung.

Bei Herstellung der äufseren Bogenrippen wurden nur die Hauptknotenpunkte verankert und im übrigen die Last durch Querschienen auf die fertiggestellten inneren Bogenträger übertragen. Erbauer der am 9. Juni 1874 vollendeten Brücke war Kapitän J. B. Eads. Der Überbau kostete rund 6900000 M.

2. Brücke Maria Pia über den Douro bei Oporto.[106]) F. 4, T. VII, vergl. auch T. X der vierten Abteilung, F. 1 bis 5.

Diese Brücke ist in der Nordlinie der Portugiesischen Eisenbahn-Gesellschaft gelegen. Dem Bau eines Pfeilers im Flusse standen grofse Schwierigkeiten entgegen. Die Wassertiefe beträgt 15 bis 20 m, darunter befindet sich Sand bis zu einer Tiefe, die durch Bohren (bis über 40 m) nicht ergründet wurde. Aufserdem war es der Stromverhältnisse wegen geboten, einen Flufspfeiler zu vermeiden. — Die Schienenhöhe ist 61,28 m über Niedrigwasser. Mit Rücksicht auf diese Höhe beschlofs man, den Flufs mit Bogenträgern zu überspannen und durch dieselben horizontale Fahrbahnträger aufnehmen zu lassen. Zu beiden Seiten ruhen die letzteren, welche als Fachwerksträger konstruiert sind, auf eisernen Pfeilern, deren verschiedene Höhen durch die Terrainverhältnisse gegeben waren. Den Bogenträgern wurde im Scheitel eine sehr bedeutende Höhe (10 m) gegeben. Der Abstand zwischen beiden Trägern an der Basis beträgt 15 m und nimmt nach oben auf 4 m ab.

Bei der Ausführung wurden zunächst die kontinuierlichen Fachwerksträger montiert und vom Lande aus vorgeschoben, von ihren Enden aus erfolgte der Pfeileraufbau. Nachdem beiderseitig die Eisenpfeiler errichtet waren, wurden die Träger nicht nur mit den Pfeilern verbunden, sondern auch an ihren äufseren Enden fest verankert. Diese fertigen Teile bildeten die Basis für die nachfolgenden Arbeiten und gaben die Stützpunkte für den Bogenaufbau.

Der Bau der Bogen wurde von beiden Widerlagern aus begonnen; die einzelnen Stücke wurden an ihren vorderen Enden mittels Kabeln an den benachbarten Pfeilern befestigt, bis die Vereinigung der beiden Bogenhälften hergestellt war. Man benutzte zum Anbringen der einzelnen Trägerteile hölzerne Hebeböcke, welche auf die schon fertigen Teile gestellt wurden und welche die Eisenteile aus den Schiffen nach der bestimmten Stelle hin beförderten. Das Verstellen der Hebeböcke nach Mafsgabe des Fortschreitens der Montierung erfolgte mit Hilfe eines Kabels, welches über den Flufs gespannt war und zwei Rollen trug, die gleichzeitig auch zum Heben der Eisenteile dienten.

Die Rückhaltskabel, welche die bereits montierten Bogenteile in ihrer Lage erhielten, waren an der Spitze der grofsen Pfeiler befestigt; ihre Angriffspunkte am Bogenträger wechselten mit dem fortschreitenden Ausbau des Bogens. Diese Kabel, 16 an

[106]) Notice sur les appareils, modèles et dessins, exposés par MM. G. Eiffel et Cie. Paris 1878. — Mémoires de la société des ing. civ. 1878, S. 741. — Revista de obras publicas 1876, S. 160. — Scientific American 1877, Sept., Suppl.; 1878, II. Suppl. S. 1425. — Ann. indusIr. 1879, S. 135, 164, 198, 227, 266, 295. — Engineer 1878, II. S. 29, 38, 94; 1879, I. S. 40, 57, 75, 93, 131, 183. — Engng. 1878, I. S. 485; 1878, II. S. 58; 1881, I. S. 557. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 539. — Deutsche Bauz. 1878, S. 113. — Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 143.

der Zahl für jede Bogenhälfte, bestanden aus Stahldraht und waren gebildet je aus 6 Litzen, deren jede wiederum aus 19 Drähten von 2,7 mm Durchmesser hergestellt war. Sie wurden bis zum Bruch erprobt, welcher bei einer Beanspruchung von 80000 kg erfolgte, entsprechend einer Beanspruchung von 120 kg f. d. qmm Querschnitt. Die Kabel gingen um halbkreisförmige Rollen, welche unter den äufseren Konstruktionsteilen des Bogens angebracht waren, und ihre Enden wurden an Schwellen, welche auf den Querverbindungen des oberen Trägers sich befanden, befestigt.

Beim Beginn der Arbeit wurde eine kleine Rüstung von ungefähr 7 m Breite an jedem Widerlager erbaut. Sie diente zum Einrichten des Kämpferfeldes des Bogens. Nachdem dies geschehen, sicherte man das äufserste Ende durch ein erstes Paar von Kabeln, damit die Rüstung nicht überlastet werde und montierte sodann das zweite Feld. Am äufsersten Ende desselben wurde das zweite Paar von Kabeln angebracht, welches sodann gestattete, das Montieren fortzusetzen und zwei neue Feldlängen vorzubauen. Die so erlangte Auskragung entlastete die zuerst angebrachten Kabel und gestattete, dieselben gänzlich zu entfernen, um sie an den äufseren Enden des vierten Feldes anzubringen.

Fortfahrend konnte man bald die Kabel, welche an zweiter Stelle gesetzt waren, entfernen und am Ende des fünften Feldes befestigen. Die Kabel wurden hier doppelt angebracht und konnten bis zum Schlusse beibehalten werden. Dieser selbst erfolgte zunächst an den unteren Bogenteilen und zuletzt an den oberen. Die sämtlichen Rückhaltskabel wurden für jede Bogenhälfte im Augenblick der gröfsten Beanspruchung bezw. Vorkragung mit 200 t angestrengt.

Was den Schlufs des Bogens anbelangt, so war sowohl die Werkstattsarbeit als auch das Montieren mit solcher Sorgfalt geschehen, dafs zwischen beiden Bogenhälften in horizontalem Sinne nur eine Abweichung von ungefähr einem Centimeter vorkam, welche bei Durchtreiben der Dorne verschwand. In vertikalem Sinne war eine gröfsere Abweichung vorhanden. Die Elasticität der Kabel, die Biegung des Bogens bei der Vorkragung, die Temperaturveränderungen und andere Ursachen liefsen es erwarten, dafs im Augenblicke des Zusammentreffens der Hälften ein gewisser Höhenunterschied vorhanden sei und dafs die definitive Verbindung durch Senken der einen Seite gegen die andere herbeigeführt werden müsse. Die Befestigungen der Kabel waren dementsprechend so beschaffen, dafs man letztere nachlassen und so die letzte Verbindung herbeiführen konnte. Diese Operation geschah langsam, aber leicht und regelmäfsig. Man senkte das äufsere Bogenende um ungefähr 350 mm. Nachdem die Verbindung hergestellt war, entlastete man schleunigst alle Kabel, um zu verhindern, dafs eine plötzliche Temperaturveränderung unvorhergesehene Beanspruchungen herbeiführe. In Rücksicht hierauf war der Bogenträger nicht direkt auf die Widerlager gesetzt, sondern es waren Sandkästen eingeschaltet. Indem man dieselben entleerte, erzielte man in wenigen Minuten die gewünschte teilweise Entlastung der Kabel.

Das Vorschieben der kontinuierlichen Träger, Aufsetzen der Bogenpfeiler u. s. w. war hiernach leicht bewerkstelligt und bildete den Schlufs der Arbeit.

Die Arbeiten begannen im Januar 1876 und wurden für das Mauerwerk, die Pfeiler und die geraden Träger im September beendet. Unterbrochen im Winter durch Überschwemmung, wurden die Arbeiten von neuem im März 1877 mit dem Bogenträgerbau aufgenommen, der Schlufs der inneren Bogenteile wurde am 27. August, der Schlufs der äufseren am 24. September 1877 bewirkt. Ganz vollendet wurde die Brücke am 31. Oktober 1877. Die Abnahme fand am 4. November statt.

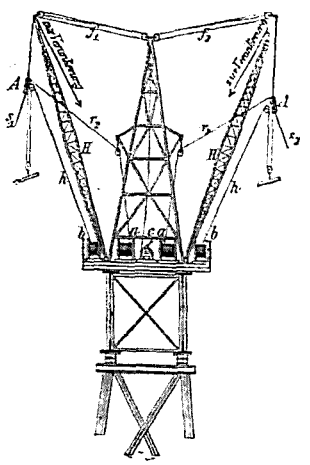
Das Eisengewicht der Brücke beträgt 1450 t; davon kommen 750 t auf die Bogenträger und 700 t auf die geraden Träger und die Pfeiler.

3. In ganz ähnlicher Weise wie die oben erwähnte Douro-Brücke wurde auch der Viadukt von Garabit[107]) in der Linie Marvejols-Neussargues erbaut. Die grofse Bogenöffnung hatte 165 m Weite bei 51 m Pfeil. Der Bogenschlufs wurde dadurch ohne Schwierigkeit bewerkstelligt, dafs man die beiden Bogenhälften mit 8 bis 10 cm Überhöhung aufstellte. Dadurch ergab sich beim Einsetzen des Schlufsstückes im Untergurt ein Spielraum von 85 mm, welcher durch allmähliches Nachlassen der Verankerung bis zum genauen Anschliefsen vermindert wurde. Diese Ausführung des Bogenschlusses beanspruchte drei Tage.

4. Strafsenbrücke Luiz I. über den Douro bei Oporto.[108])

Ein Fachwerkbogen von 172,5 m Stützweite trägt zwei Fahrbahnen, deren untere angehängt ist, während an die obere anschliefsend zwei weitere Öffnungen von 42,25 m und 33,8 m Stützweite vorhanden sind. Die letzteren sind durch kontinuierliche Fachwerksträger, welche auf eisernen Pfeilern lagern, überbrückt. Ganze Brückenlänge 391,75 m. Pfeilhöhe der unteren Gurtung des Bogens 44,6 m, der oberen 52,6 m. Die zwei Hauptträger jedes Bogens liegen in einer Neigung von 9,58 % gegen die Senkrechte.

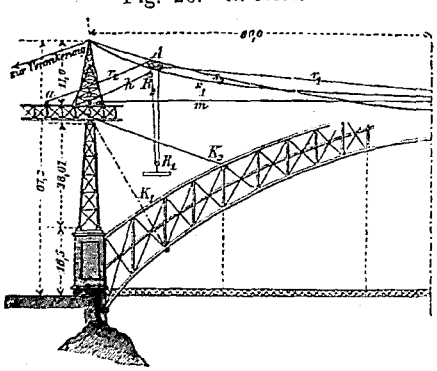
Fig. 25. M. 1:2000.



Bei den zuletzt besprochenen beiden Brückenbauten war es als nachteilig erkannt, dafs die zum Aufwinden der Materialien u. s. w. dienenden Hebeböcke oft versetzt werden mufsten. Hierdurch ging ziemlich viel Zeit verloren; aufserdem belasteten die Böcke aber auch das vorkragende Ende zu sehr; um dies zu vermeiden, benutzte man bei Montierung des grofsen Bogens dieser Brücke eine Drahtseilbahn, siehe Fig. 25 u. 26.

Die Montierung erfolgte durch Überschieben der Träger der Seitenöffnungen und Verankerung durch Rückhaltskabel in ganz ähnlicher Weise, wie bei den unter 2. und 3. beschriebenen Brücken. Nur war, wie erwähnt, der Materialtransport ein besserer. Zwei Drahtkabel s_1 und s_2 (Fig. 25), ersteres in der Figur belastet, letzteres unbelastet dargestellt, wurden über die Enden zweier Krahnarme H geführt. Diese standen neben den pyramidalen eisernen Gerüsten, welche über den Seitenpfeilern errichtet waren und konnten seitliche Bewegungen machen. Die Enden der Kabel waren an den Fachwerken verankert.

Fig. 26. M. 1:500.



Auf diesen Kabeln wurden Wagen A mit zugehörigen Rollen R_2 bewegt und zwar mit Hilfe von Seilen r_1 und r_2, die oberen Enden der Krahnarme waren mittels Flaschenzügen f_1 und f_2 mit der Gerüstpyramide verbun-

[107]) Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 120; 1884, S. 104 u. 200. Mit Abbild. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 159. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 54. — Techniker 1884, S. 187. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 104. — Rev. gén. des chemins de fer 1884, Juni, S. 295. — Amer. Eng. 1881, S. 31. — Engng. 1885, I. S. 549, 593.

[108]) Schweiz. Bauz. 1886, S. 99, 103 u. 111. Mit Abbild. — Génie civil 1886, Juni, S. 129—133. Mit Abbild. — Mém. de la soc. des ing. civ. 1886, Jan. — Handb. d. Ing.-Wissensch. IV. Bd. Kap. XIV, S. 93.

den und konnten mit der Winde c einander genähert oder voneinander entfernt werden. Diesen Bewegungen entsprechend erfolgte alsdann auch eine Annäherung oder Entfernung der Kabel, sodafs es auf diese Weise möglich war, den Wagen A über jeden Punkt der Konstruktion zu stellen. Mit Hilfe des Lastseiles, welches über die lose Rolle R_1 und die feste R_2 zur Winde b lief, konnte jedes Stück aus den Schiffen gehoben und an den ihm zugehörigen Platz gebracht werden.

Um das Gewicht der überkragenden Teile möglichst zu verringern, geschah zunächst auch hier der Schlufs der unteren Gurtung, und erst nachträglich wurden die sechs mittleren Felder sowie zehn Felderträger der oberen Gurtung ausgebaut.

5. Schliefslich ist noch der Blauuw-Krantz-Viadukt[109]) in Kapland zu erwähnen, vergl. Kap. XIV, S. 220, Fig. 3.

An jeder Thalseite wurde ein kontinuierlicher, auf drei Stützen ruhender Träger erbaut. Zunächst auf zwei Stützen ruhend, diente das 22 m weit überhängende Ende als Krahn, von welchem aus die dritte Stütze aufgehaut wurde. Diese dritte, schräg stehende Stütze ist aber ein Teil des Sprengwerkes, welches die Hauptöffnung von mehr als 60 m Weite überspannt. Verankerungen des Fufspunktes der dritten Stütze mit dem Fundamentmauerwerk ermöglichten das Vorkragen derselben. Eine Drahtseilbahn diente zur Überführung der Eisenteile. —

Bezüglich der Magdalena-Brücke bei Honda in Kolumbien sei auf die betreffende Originalmitteilung (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 665) verwiesen.

III. Hängebrücken.

§ 30. Montieren auf festen Gerüsten. Diese Montierungsart findet bei Hängebrücken nur selten Anwendung, hauptsächlich nur dann, wenn diese Brücken aus ästhetischen oder anderen Gründen gewählt werden, obwohl auch andere Konstruktionen zulässig gewesen wären. In allen den Fällen, in welchen Hängebrücken erbaut werden, weil andere Konstruktionsarten schwer ausführbar erscheinen oder einen zu grofsen Kostenaufwand erfordern, verbietet sich das Erbauen von festen Rüstungen in der Regel von selbst.

Es mag noch erwähnt werden, dafs nur versteifte Hängebrücken bislang in dieser Weise zur Ausführung gelangt sind. Die Art der Montierung war entsprechend derjenigen der Balkenbrücken, und es kann wegen der Montierungsarbeiten auf das in § 14 Gesagte verwiesen werden. Demnach werden die auf dem Arbeitsboden vollständig verbundenen Teile wieder auseinander genommen und in ähnlicher Weise, wie an jener Stelle beschrieben, auf die Rüstung gebracht und definitiv verbunden. Die sorgfältige Regulierung der Höhenlage durch Keile und Winden ist selbstredend unerläfslich.

1. Hängebrücke auf Bahnhof Gotha, vergl. T. V der vierten Abteilung, F. 12 bis 16.

Die Brücke ist ausschliefslich für Fufsgänger bestimmt, hat eine Mittelöffnung von 48 m und zwei Seitenöffnungen von je 24 m bei einer Fufswegbreite von 2,5 m. Lichte Höhe über Schienenoberkante 5 m. Die obere Gurtung besteht aus zwei Flacheisen von 210 mm Breite. Die Aussteifung derselben gegen ungleichmäfsig verteilte Be-

[109]) Scientific American 1885, April. Mit Abbild. — Schweiz. Bauz. 1884, Mai, No. 19. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 476. — Engng. 1885, S. 159, 165, 200, 296. Mit Abbild. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 618. Mit Abbild.

lastung ist durch ein Fachwerk bewirkt, welches zwischen der oberen und der mit der Brückenbahn parallelen unteren Gurtung angeordnet ist. Die untere Gurtung besteht aus zwei ⊏-Eisen; die Diagonalen sind in den Knotenpunkten nicht durch Anschlufsplatten, sondern durch genau eingepafste konische Bolzen von 40 mm Stärke mit der Kette und der Gurtung verbunden. Die Brückenbahn wird durch Querträger in 2,4 m Entfernung unterstützt.

Vor Aufstellung der eigentlichen Brücke und während des Baues der Widerlager mufsten die Ankerplatten nebst dem Verankerungskeil, sowie die Rückhaltsketten angeliefert und von dem Unternehmer aufgestellt werden. Dasselbe war der Fall mit den Auflagerplatten am Widerlager.

Das beim Montieren benutzte feste Gerüst war so eingerichtet, dafs die Gleise für den Verkehr frei blieben. Es waren dementsprechend in der nördlichen Seitenöffnung eine freie Öffnung für ein Gleis, in der Mittelöffnung vier desgleichen und eine Öffnung für zwei Gleise und endlich in der südlichen Seitenöffnung drei freie Öffnungen für je ein Gleis offen zu halten. Die Rüstung über diesen Gleisen war während des Montierens mit einem dichten Belage versehen. — Die Art der Montierung wich von der eines Balkenträgers nicht ab.

Die im Jahre 1872/73 erbaute Brücke enthält einschl. der Pfeiler, jedoch ohne die Aufgangstreppen 57,4 t Schmiedeisen und 20,7 t Gufseisen. Bezahlt wurde einschl. Stellung der Rüstungen die Tonne Schmiedeisen mit 625 M., die Tonne Gufseisen mit 450 M.

2. Eiserner Steg über den Main zwischen Frankfurt und Sachsenhausen, vergl. T. V der vierten Abteilung, F. 1 bis 11.

Spannweite der Mittelöffnung 79,69 m, der Seitenöffnungen je 39,56 m. Die Tragwände haben einen aus Flacheisen zusammengesetzten Obergurt und einen mit rechteckigem, oben und unten offenen Querschnitt versehenen Untergurt. Die Versteifung wird durch die in Abständen von 2,75 m angeordneten Vertikalen, sowie durch Diagonalstäbe bewirkt. Auf den 6,34 m hohen schmiedeisernen Pfeileraufsätzen sind die Tragwände an gemeinschaftlichen, auf Rollenstühlen horizontal verschiebbaren Gelenkbolzen aufgehangen und auch in Brückenmitte durch einen Gelenkbolzen verbunden. Die Fufsgängerbahn ist 3,98 m breit.

Die in einer neben der Baustelle provisorisch errichteten Halle vollständig zusammengesetzten halben Tragwände wurden in Stücken, wie sie eben gut transportabel waren, auf das Montierungsgerüst geschafft und definitiv verbunden. Letzteres war zwischen die Pfeiler eingebaut und bestand aus Howe'schen Trägern, welche auf Holzjochen gelagert waren. Die Nebenbrücken wurden sodann mit den Verankerungshändern, welche fertig bearbeitet in die Verankerungskanäle eingebracht waren, verbunden und hierauf die Verbindungen mit den beweglichen Lagern auf den Pfeilern hergestellt. Der Anschlufs in der Mitte der Brücke durch die Drehbolzen erfolgte zuletzt, nachdem alles vollständig fertiggestellt war. Dies geschah ohne Schwierigkeit, da die beiderseitigen Hälften der Gelenkscheren (siehe die oben bezeichnete Tafel, F. 10) jeden Tag regelmäfsige Hin- und Herbewegungen infolge der Temperaturänderungen machten. Man wartete demnach eines Tages nur den Moment ab, an welchem die Scheren die richtige Lage hatten, schob dann zu beiden Seiten die bereit gehaltenen Bolzen ein und schlug die Keile u. s. w. fort, worauf die Brücke frei hing.

Die Ausführung war der Maschinenfabrik von Fries & Sohn in Frankfurt übertragen; das Totalgewicht der Eisenkonstruktion einschl. Pfeileraufsätze u. s. w. beträgt 237,5 t und kostete einschl. Montierung 112860 M. oder rund 475 M. pro t. Vollendet wurde die Brücke im Jahre 1869.

Litteratur.

Über das Aufstellen von Hängebrücken. Allg. Bauz. 1836.
Montierung von Hängebrücken. Engineer 1863, Mai.
Kettenbrücke über den Donaukanal. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1864, S. 250.

§ 31. Montieren mit Hängerüstungen und ohne Rüstungen. Die Ausführung von Hängebrücken wird in neuerer Zeit in der Regel in der Weise bewirkt, dafs zunächst ein oder mehrere Hilfskabel über das zu überbrückende Thal gespannt werden. An diese Kabel werden die zur Aufnahme der Arbeiter und Geräte u. s. w dienenden Arbeitsbrücken, Rollwagen oder dergleichen gehängt. Die Einzelheiten der Herstellung werden am besten aus nachstehenden Beispielen klar werden.

Wenn im ersten Beispiele gezeigt ist, wie eine versteifte Kettenbrücke nach solchem Verfahren aufgestellt wurde, so sind doch überwiegend Drahtseilbrücken mit Hängerüstungen ausgeführt. Während die einzelnen Teile der ersteren in ähnlicher Weise, wie bei Balkenbrücken geschieht, in der Werkstatt hergestellt werden, erfordert die Bildung der Kabel noch eine kurze Besprechung. Anknüpfend an die ausführlichen Erörterungen über Konstruktion der Kabel im § 7 des XIII. Kapitels dieses Handbuches (vergl. daselbst S. 173 ff.) sei hier nur kurz wiederholt, dafs drei wesentlich verschiedene Methoden zur Anwendung gelangen[110]):

1. die Kabellitzen werden zusammengedreht;
2. die Drähte liegen parallel; die Kabel werden auf dem Terrain gemacht und später an den Verwendungsort gebracht;
3. die Kabel werden in der Brückenöffnung selbst gemacht; hierbei werden die Drähte einzeln gelegt, richtig gespannt und später zu einem Kabel vereinigt.

Jede Methode hat ihre besonderen Vorteile. Bei der ersten ist bemerkenswert, dafs ein Eisenseil bequem zu handhaben ist und ein aus Seilen bestehendes Kabel auch ohne Anwendung von Maschinen leicht gebildet werden kann. Für leichte Brücken und geringe Spannweiten sind daher diese Kabel am zweckmäfsigsten, dahingegen für grofse Weiten nicht vorteilhaft. Denn die Zugfestigkeit eines nicht gedrehten Fadens ist mindestens 10 % gröfser, als die eines gedrehten; gedrehte Kabel müssen daher entsprechend schwerer gebildet werden. Aufserdem aber ist der Umfang dieser Kabel bedeutend gröfser, als der nach den anderen Methoden konstruierten, weshalb den Einwirkungen des Windes und der Rostbildung mehr Fläche dargeboten wird. Zu berücksichtigen bleibt auch, dafs es bei grofsen Brücken schwierig sein würde, die schweren gedrehten Seile an der Verankerung in genügender Weise zu befestigen.

Die zweite Methode bedingt, dafs an einer geeigneten Stelle ein genügend grofser freier Raum vorhanden sei, welcher der Länge des Kabels entspricht. Wenngleich die Vorteile der Kabelbildung auf festem Boden gegenüber der dritten Methode augenfällig sind, so ist nicht aufser Acht zu lassen, dafs ein solches Kabel schwieriger als ein Seil zu behandeln ist. Auch erleiden die unteren Drähte eines Kabels, welches auf ebener Erde hergestellt ist, nach dem Freihängen infolge der Biegung eine gröfsere Inanspruchnahme als die oberen, und dieser Umstand kann einen bedeutenden Verlust in der Tragfähigkeit des Kabels herbeiführen. Die Schwierigkeit des Aufbringens ist zudem unter Umständen sehr bedeutend.

Bezüglich der Einzelheiten des Aufbringens (Aufhissens) fertiger Kabel kann auf das XIV. Kapitel des vierten Bandes dieses Werkes verwiesen werden, wo auf S. 102

[110]) Nouv. ann. de la constr. 1880, Jan.

und 103 verschiedene derartige Arbeiten besprochen sind. Man vergleiche auch daselbst S. 99 (Aufbringen der Bandeisenkeiten der Hängebrücke von Suresnes).

Aus dem Vorstehenden erhellt, dafs die dritte Methode (Anfertigen der Kabel in der Brückenöffnung) im allgemeinen die zweckmäfsigste ist; ihr Hauptnachteil besteht darin, dafs mit der Kabelbildung erst nach Fertigstellung der Türme und der Verankerung begonnen werden kann. Im folgenden sind einige hierher gehörige Ausführungen beschrieben.

1. Point-Brücke über den Monongahela bei Pittsburgh.[111]) F. 1^{a-f}, T. X, vergl. auch T. V der vierten Abteilung, F. 17 bis 25.

Diese Brücke, vom Ingenieur E. Hemberle projektiert und von der American Bridge Company ausgeführt, hat drei Öffnungen. Die Stützweite der mittleren ist 243,8 m, während die Seitenöffnungen je 44,2 m haben. Die mittlere Öffnung wird durch eine versteilte Hängebrücke überbrückt, deren tiefster Punkt 24,4 m über Niederwasser liegt. Die Träger der Seitenöffnungen sind als Fachwerke gebildet. — Die Strompfeiler sind bis in Fahrbahnhöhe gemauert. Auf denselben erheben sich die Pylonen, aus acht, in zwei Gruppen gestellten, kastenförmigen Blechsäulen gebildet; der Zwischenraum zwischen denselben ist durch engmaschiges Gitterwerk ausgefüllt. Auf den so gebildeten und in angemessener Weise miteinander verbundenen Pfeilern ruhen die Ketten mittels zweier, je 18 Walzen enthaltender Rollstühle. Die Ketten bestehen aus 6,25 m langen Gliedern, welche bei der Mittelöffnung aus Gruppen von 11 bis 14, bei den Seitenöffnungen aus Gruppen von 11 und 12 nebeneinander liegenden und durch Bolzen vereinigten Stücken gebildet sind. Die Versteifungskonstruktion, deren Untergurt die Kette ist, hat als Obergurt einen aus ⊏-Eisen und Blechen gebildeten Kasten, während die Ständer aus I-Eisen, die Diagonalen aus Rundeisen konstruiert sind.

Die Spannketten wurden auf einem festen Gerüste aufgestellt (F. 1^{a}) und sodann vorläufig mit den auf den fertigen Pfeilern liegenden Rollstühlen verbunden. An den letzteren wurden auch die beiden Drahtseile befestigt, welche zur Montierung der Mittelöffnung dienen sollten. Diese Seile bestanden aus je drei Strängen von 6,3 cm Durchmesser; es wurde ihnen, mit Rücksicht auf ihre demnächstige Senkung anfangs eine Pfeilhöhe gegeben, welche um 2,42 m geringer war, als die Pfeilhöhe der Kette. Aufserdem war die Länge verstellbar, indem zwischen Rollstuhl und Drahtseil ein kurzes Gelenkstück mit Justiervorrichtung eingeschaltet war (F. 1^{c}). Dasselbe dient hauptsächlich dazu, um die Stränge der Hilfskabel, welche an den Enden mit schmiedeisernen Muffen versehen waren, auf gleiche Länge zu bringen. Nachdem letzteres geschehen, wurden sämtliche Stränge eines Drahtseiles, von der Mitte anfangend, mittels eines Fahrstuhles, in welchem vier Arbeiter und eine Feldschmiede Platz hatten, umwickelt und in Abständen von 6,25 m mit Krampen versehen, welche zum Aufhängen der Kettenglieder zu dienen hatten. Der Abstand der beiden Hilfskabel wurde durch an die Krampen befestigte Kreuzstreben gesichert.

Auf den bezeichneten Seilen bewegte sich zur Montierung der Kette ein Laufkarren (F. 1$^{d\,u.\,e}$), der aus einem auf sechs Laufrollen ruhenden und bei a_1 mit einem Gelenke versehenen Rahmen bestand, an welchem eine Arbeitsplattform hing. Letztere konnte durch die an ihren Enden angebrachten Flaschenzüge stets in eine nahezu horizontale Lage gebracht werden. Durch ein Seil, welches in F. 1^{a} durch eine strichpunk-

[111]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 67. — Ann. des ponts et chaussées 1879, II. S. 323. — Deutsche Bauz. 1879, S. 15 u. 167. — Scientific American 1876, Suppl. S. 533. — Railroad Gaz. 1878, S. 141, 147, 163, 170. — Engng News 1876, S. 220.

tierte Linie bezeichnet ist, war der Laufkarren mit einer am Widerlager aufgestellten Dampfwinde verbunden.

Die Kettenbrücke wurde mittels des Laufkarrens zuerst nach dem Scheitel gebracht, durch Bolzen verbunden und dann an die Montierungsseile gehängt. Die Arbeit schritt somit von der Mitte aus gegen die Pfeiler vor, bis die Tragkette an die Spannkette angeschlossen werden konnte. Beide Tragketten wurden in sechs Wochen montiert. Nun wurden die Hängeeisen angebracht, die am Ufer in 31 m langen Stücken fertig gestellten Fahrbahnträger hinausgeschoben und befestigt, und das ganze Gerippe der Fahrbahn vollendet. Den Schluss bildete die Herstellung der Versteifungskonstruktion und der Querabsteifungen.

Das Metallgewicht der Trägerkonstruktion einschl. Kettentürme u. s. w. war 2098 t, größtenteils Schmiedeisen. Die Kosten beliefen sich auf 5400000 M.

2. Drahtsteg über die Donau bei Passau.[112]) F. 2^{a-e}, T. X, vergl. T. III der vierten Abteilung, F. 1 bis 6.

Der Steg hat eine Breite von 2,48 m bei 144,53 m Länge. Die zur Bildung der Seile benutzten Drähte wurden aus schwedischem Holzkohleneisen hergestellt; von den Lieferanten Felten & Guilleaume war eine Festigkeit von 70 kg f. d. qmm garantiert. Die Drähte in einer Stärke von 3,41 mm (No. 10 der englischen Drahtlehre) waren 180 m lang und wurden die Knüpfstellen derselben in die Kanäle an beiden Ufern gelegt, um die frei hängenden Seile möglichst glatt und rund zu erhalten.

Der zum Aufbau der Brücke und zunächst zur Bildung der Taue benutzte Notsteg bestand aus einem hängenden Gerüst, welches von 20 Litzen aus je 14 verzinkten Eisendrähten von 2,5 mm Durchmesser getragen wurde. An 228 Hängestangen, welche so verteilt waren, dass sie mit den definitiven Stangen nicht zusammenfielen, hing eine möglichst leicht aus Holz konstruierte doppelte Bahn mit Geländern. Die seitlichen Stützen der provisorischen Kabel bestanden aus gezimmerten Böcken, welche mit gusseisernen Kappen bedeckt waren, in deren Rinnen die Drahtlitzen zu je fünf beisammen lagen (F. 2^e), entsprechend der Bildung von vier Seilen für die doppelte Bahn. Zum Anspannen der Drähte mit den hierzu bestimmten kleinen Winden dienten Klemmschrauben und Doppelhaken, mit welchen dieselben an beliebigen Punkten ihrer Länge gefasst werden konnten. Die Höhenlage wurde durch an den Gerüsten angebrachte Latten eingemessen.

Die Maximalbelastung des Notsteges f. d. lfd. m betrug insgesamt 175 kg; dieselbe beanspruchte das Seil mit 30 kg f. d. qmm (bei 70 kg Festigkeit), genügend in Anbetracht der nur dreimonatlichen Dauer der Arbeit. Trotzdem schaffte man eine Verstärkung durch zwei Joche *pp* (F. 2^{a-c}), wodurch die Spannweite auf 121 m vermindert wurde.

Die Drähte der definitiven Brücke wurden über Sattel und Rollen gespannt; letztere mussten durch Keile festgehalten werden, bis die erste Lage von 80 Drähten darüber gespannt war. Zum Abwickeln wurden zwei Haspel *h* (F. 2^a) mit festen Böcken auf das linksseitige Gerüst gestellt, von denen aus die Drähte durch vier Paar Rollen gezogen wurden, sodass sie möglichst gerade gebogen wurden.

Zum Anspannen der Drähte wurden drei Winden *w* aufgestellt, zwei rechts und eine links, durch welche unter Anwendung von Hanfseilen und Zugstangen die Drähte an jedem beliebigen Punkt gefasst und gestreckt werden konnten. Winde w_1 zog die Drähte durch die Kanäle rechts von einem Lager hinab bis zum anderen hinauf;

[112]) Zeitschr. d. bair. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 10, 30, 45.

Winde w_3 spannte sie von w_1 über den Flufs und durch den Stollen links, Winde w_2 von dem Stollenausgang bei w_3 bis über den Pfeiler bei w_2 am rechten Ufer. Nach dem Anknüpfen wurde jeder Faden bis nahe an die Elasticitätsgrenze oder bis zu 30 kg f. d. qmm gespannt, was für die Streeke durch die Kanäle rechts durch ein Gegengewicht an der Winde w_1 gemessen wurde. Die Drähte, welche sich hierbei bis zur Linie $r\,r$ hoben, wurden auf diese Weise von allen Krümmungen befreit; alsdann wurden dieselben bis ungefähr zum Notsteg herabgelassen, um gefirnifst zu werden. Schliefslich brachte man sie in richtige Höhenlage. Hierbei wurde jeder Faden zunächst den Stollen mit starken Feilklohen festgehalten, damit er beim Anspannen des nächsten nicht aus seiner Lage komme.

Die Verknüpfung der Fäden geschah mit verzinktem Drahte; die Drahtenden an den Berührungsstellen wurden etwas breit geklopft, die aufgebogenen Enden nach der Umwiekelung rund abgefeilt und zuletzt die ganze Stelle verlötet.

Die Umwiekelung der Drähte erfolgte von der Mitte aus mit Überspringung je einer Wickelstelle, welche später nachgeholt wurde. Die frei hängenden Drähte bildeten zwei Bündel von je 0,4 m Durchmesser, welche erst mit Stricken zusammengeschnürt, dann mit je zwei Schraubenzwingen in eine genau cylindrische Form gepreſst wurden. Zum Umwiekeln dienten eiserne gebogene Hebel mit hölzernen Handgriffen; die vorher auf eine bestimmte Länge abgezwickten, ausgeglühten und gefirnifsten Drahtfäden wurden hierbei von einem Manne um die Taue herumgeführt, während ein zweiter den Hebel drehte; zuletzt wurden beide Drahtenden an der äufseren Seite der Taue mit Zangen zusammengedreht. — Ähnlich geschah die Verbindung der Hängestangen mit den Tauen.

Zur Aufstellung der Balm diente dasselbe Hängegerüst, auf welchem die Seile ausgeführt wurden. Man begann dabei in der Mitte nnd senkte die Bahn des Hängegerüstes stückweise unter die Stegbahn herab, indem je zwei oder drei Hängeeisen, mit ihren Haken und Bügeln aneinander gehängt, verlängerte Hängestangen bildeten. Auf diese Weise wurde der Notweg *uu* (F. 2[b]) gebildet.

Die Kosten des ganzen Bauwerkes stellten sich auf 116S50 M.; insbesondere kostete das Gerüst am linken Ufer (gleichzeitig zur Herstellung des Felsenstollens dienend) 1095 M., das Gerüst am rechten Ufer (mit 270 mm starkem Dielenboden und Laufbahn für Versatzkrahnen) 2000 M., der Notsteg 4S60 M.

3. Brücke über den East River bei New-York[113]), vergl. T. IV der vierten Abteilung, F. 1 bis 4.

Mittelöffnung 486,3 m; zwei Seitenöffnungen je 283,5 m. Brückenbahnbreite 25,9 m, eingeteilt in zwei nach aufsen gelegenen Fahrstrafsen, innerhalb derselben zwei Schienenwege und in der Mitte einen 3 m höher gelegenen Weg für Fufsgänger. — Die Granitpfeiler erheben sich 84,4 m, die Brückenbahn liegt in der Mitte 41,1 m über Wasser. — Die Brücke ist aufgehängt an vier Kabeln von je 0,393 m Durchmesser. Jedes derselben enthält 19 Bündel von je 326, also zusammen 6224 parallelen Stahldrähten. Jedes Bündel wird durch einen eisernen Bolzen von 0,178 m Durchmesser an zwei Stäben der Ankerkette gehalten, so zwar, dafs die Fäden nicht direkt um den Bolzen, sondern um eine auf demselben sitzende Muffe von 0,432 m Durchmesser laufen.

---

[113]) Deutsche Bauz. 1870, S. 335; 1873, S. 317; 1876, S. 448 u. 479; 1878, S. 159; 1883, S. 547 u. 561. — Journ. of the Franklin Inst. 1873, Okt. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 12. — Scientific American 1876, Snppl. S. 675; 1877, I. S. 65 n. 143; 1877, II. S. 63; 1878, II. S. 287; 1881, I. S. 320 (Montiernng der Fahrbahntafeln). — Schweiz. Banz. 1883, I. S. 139 n. 148. — Nonv. ann. de la constr. 1879, S. 142; 1880, S. 10, 24, 52. — Engng. 1878, I. S. 53, 121, 171; 1879, I. S. 27 u. 512; 1881, I. S. 98; 1883, I. S. 216 u. 489. — Engng News 1876, S. 262; 1878, S. 265.

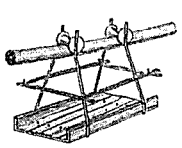
Behufs der Ausführung wurde zunächst ein Drahtseil an einem Verankerungsplatze befestigt, über den nächsten Pfeiler gehoben, sodann über den Flufs verschifft, über den zweiten Pfeiler gehoben und demnächst am andereu Ufer verankert. An diesem Seil entlang wurde ein zweites über den Flufs gezogen; beide trugen alsdann einen Laufsteg. Auf diesem konnten weitere Seile zur Herstellung von einzelnen, quer zur Brückenachse liegenden Hängerüstungen hinübergeschafft werden, welche letztere zur Ordnung der Kabeldrähte zu dienen hatten.

Die Kabelbündel erhielten während der Herstellung nicht ihre definitive Lage, sondern wurden mehr gestreckt und aufserdem höher gelagert, zu welchem Zwecke dieselben nicht nur auf provisorische Rollen oberhalb der Sättel gelegt, sondern auch zeitweise an einem um 3 bis 4 m hinter dem Ankerholzen angebrachten gufseisernen Schuh verankert wurden. Die Vorteile dieser Anordnung lagen darin, dafs die Ordnung der Drähte erleichtert und dafs der Regulierung des Kabels nicht Rechnung getragen zu werden brauchte. Der Zug in den Drähten wurde zudem hierdurch fast verdoppelt, sodafs er $^3/_4$ des bei der fertigen Brücke eintretenden Maximalzuges erreichte, wodurch dieses Verfahren gleichzeitig als Zugprobe diente.

Das Ziehen der Kabeldrähte erfolgte in folgender Weise: Am Ufer zu Brooklyn waren die zur Herstellung eines Bündels erforderlichen Drähte gespleifst und über grofse Holztrommeln gewickelt. Das äufserste Drahtende wurde an dem erwähnten gufseisernen Schuh befestigt und der sich bildende Zügel um ein sogen. Wanderrad gelegt, welches an einem endlosen, von einem Ankerplatz zum andern reichenden Seile befestigt war. Dieses an beiden Seiten von Rollen geleitete Wanderseil ging über eine durch Dampf angetriebene Seilscheibe. Der am Schuh befestigte Faden verharrte in Ruhe, während der andere sich doppelt so schnell von der Holztrommel abwickelte, als das Wanderrad vorrückte. War letzteres am Ufer zu New-York angelangt, so wurde der Doppelfaden zurückgehalten und um den Schuh gelegt, so zwar, dafs alle „festen“ (unteren) Fäden in einer Seite, alle „laufenden“ (oberen) an der anderen lagen. Die Anspannung der Drähte geschah nach einem zuvor regulierten Leitfaden und zwar durch Leute, welche auf den erwähnten Hängerüstungen, über welche das Wanderseil auf Rollen geleitet wurde, standen. Hatte das Wanderrad den ersten Pfeiler passiert, so wurde der „feste“ Faden für die Seitenöffnung mit Hilfe von Zangen und kleinen Flaschenzügen bereits richtig gespannt, nächstdem in der Mittelöffnung u. s. w. Während das eine Wanderrad leer zurückging, ging von Brooklyn aus mit Hilfe eines zweiten die Arbeit in gleicher Weise weiter. War der letzte Draht eines Bündels am Platze, so wurde er abgeschnitten und am Anfang des ersten Drahtes gespleifst, sodafs das ganze Bündel aus einem fortlaufenden Faden gebildet war.

Die folgende Operation bestand darin, die beiden Teile des Bündels zu einem kleinen Kabel provisorisch zu vereinigen. Zu diesem Zwecke trugen Rollen, welche auf dem Bündel liefen, Plattformen (Fig. 27), in denen einige Menschen von den Pfeilern aus sich nach den Verankerungen und der Brückenmitte herabliefsen und dabei in je 0,41 m Abstand das Bündel mit Hilfe von Zangen formten und mit vier galvanisierten und ausgeglühten Eisendrähten umgaben. War diese Arbeit beendet, so konnte das Bündel von dem provisorischen Platz am Schuh gelöst und an die Ankerkette gelegt werden.

Fig. 27.



Die Kabelbildung selbst erfolgte in zwei Perioden und zwar zunächst, nachdem sieben Bündel, welche den inneren Kern des definitiven Kabels zu bilden hatten, fertig

waren. Man bediente sich hierbei wieder ähnlicher hängender Plattformen mit entsprechend gröfseren Laufrollen. Die gelösten Bündel wurden durch schmiedeiserne Klammern in Cylinderform gepreſst und mit Hilfe von Haspeln umwickelt. Die ganze Einwickelung in jeder Öffnung wurde durch einen fortlaufenden Draht, welcher in Brückenmitte gespleifst wurde, bewirkt. Nur nahe am Sattel und an den Verankerungsstellen, wo die hierbei benutzten Umhüllungshaspel nicht angebracht werden konnten, wurde das Kabel in je 0,127 m Abstand mit Eisenbändern umgeben. Ein Anstrich mit guter Ölfarbe deckte die noch vorhandenen Zwischenräume. Mit Hinwegnahme der Sattel wurde schliefslich die Regulierung des Kabels vorgenommen.

Die in Entfernung von 2,29 m von Mitte zu Mitte angeordneten Hängestangen wurden am Kabel befestigt, indem man die Bänder erhitzt um dasselbe legte. Diese Arbeit geschah von Laufstegen aus. Die Herstellung der Brückenbahn erfolgte von den Ufern her.

Die Ausführung der Brücke begann nach einem Plane von Roebling am 26. Dezember 1869. Die Anschlagssumme von 20 Millionen Mark wurde um 44 Millionen Mark überschritten. Gesamtkosten somit 64 Millionen Mark.

Litteratur.

Hängebrücken über die Rhone. Ann. des ponts et chaussées 1831, I. S. 101 u. 110.
Drahtseilbrücke zu Freiburg über die Saane. Allg. Banz. 1836, S. 341 u. 349.
Le Blanee. Description du pont suspendu de la Roche Bernard. 1841.
Schnirch. Beschreibung der Kettenbrücke zu Prag. Prag 1842.
Hängebrücke St. Christophe über den Scorff bei Lorient. Ann. des ponts et chaussées 1850, II. S. 273.
Clark. An account of the suspension bridge across the river Danube. London 1853.
Brücke bei Wheeling über den Ohio. Culmann. Über eiserne Brücken. Allg. Bauz. 1852.
Chaley. Bont suspendu de Fribourg. Paris 1855.
Drahtseil-Hängebrücke über den Niagara. Civiling. 1858, Heft 1. — Nouv. ann. de la constr. 1865, S. 130. — Zeitschr. f. Bauw. 1867, S. 378. — Engng. 1869, S. 268, 285.
Chelsea-Brücke zu London. Engineer 1863, Mai.
Die Lambeth-Hängebrücke. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1863, S. 210. — Allg. Banz. 1866, S. 432.
Ohio-Brücke bei Cincinnati. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 499.

C. Vollendungsarbeiten. Abnahme der Brücken. Baukosten.

§ 32. Einrichten der Brücken. Bei Gelegenheit der allgemeinen Beschreibung der Montierungsarbeiten ist schon erwähnt worden, dafs vor Beginn der Montierung die Unterlagsplatten u. s. w. in richtige Lage zu bringen seien. Das Untergiefsen kann einstweilen unterbleiben, damit es vor dem vollständigen Herunterlassen des Überbaues der Brücke immer noch möglich ist, eine geringe Verschiebung der Platte vorzunehmen. Dies ist vornehmlich erforderlich bei Bogenbrücken, wie aus den angeführten Beispielen erhellt. Kleinere Brücken bis 50 m Weite können mit Zuhilfenahme von gewöhnlichen Winden leicht verschoben werden. Gröfsere Brücken, welche auf Walzen liegen, lassen eine Verschiebung zu, so lange sie sich auf ersteren befinden; desgleichen können mit Pontons eingefahrene Träger nach Bedürfnis wieder angehoben und richtig versetzt werden.

Im allgemeinen wird bei einer vorschriftsmäfsig ausgeführten Montierung auf festen Gerüsten die Brücke in der Achsenrichtung richtig liegen, dagegen kann eine Verschiebung in der Längsrichtung infolge von Temperaturveränderungen stattgefunden haben. Sollte indessen die Brücke auch seitwärts verschoben werden müssen, so bliebe nichts übrig, als mittels Winden, schrägen Keillagern u. s. w. die Brücke seitwärts zu verdrängen, oder, falls dieselbe grofs ist und die Verschiebung bedeutend, sie durch unter die Querträger gelegte Rollenlager seitwärts zu transportieren. Die Verschiebungen in der Längsrichtung der Brücke sind, sobald dieselben nicht sehr erheblich sind, auch bei grofsen Brücken ziemlich leicht auszuführen, wenn die Träger sich noch auf den Hebeschrauben befinden.[114]) Man kann in diesem Falle beispielsweise gegen Abend das Ende, nach welchem die Brücke verschoben werden soll, fest verankern. Der Träger wird dann bei sinkender Temperatur von dem entgegengesetzten Widerlager etwas zurücktreten, wobei die Kopfschrauben eine geneigte Stellung annehmen. Diese werden nun einzeln zurückgeschraubt und gerade gestellt, hierauf wird gegen Morgen die Verankerung gelöst und am anderen Ende befestigt, wodurch der Träger bei wieder zunehmender Temperatur sich in der beabsichtigten Weise verschiebt und durch öftere Wiederholung des Verfahrens in die richtige Lage kommen mufs. Diese Methode ist sogar noch nach erfolgter Ablagerung der Brücke in Anwendung gebracht, hat aber, wenn — wie gewöhnlich — das eine Ende fest aufgelagert ist, den Nachteil, dafs ein grofser Schub auf die Widerlager bezw. Pfeiler ausgeübt wird, der je nach Lage der Sache in Verbindung mit dem Erddruck nachteilig wirkt.

Nachdem die Träger in vollständig richtige Lage gebracht sind, erübrigt noch die Rollen oder Pendel unterzubringen und der augenblicklich herrschenden Temperatur entsprechend zu richten.

Man wird die Temperatur des in der Sonne erhitzten Eisens nicht unter 55° C. annehmen dürfen; die Minimaltemperatur liegt ungefähr bei —35° C., sodafs eine Differenz von 90° C. sich ergiebt. Unter Berücksichtigung des Umstandes nun, dafs (nach dem Taschenbuch der „Hütte“) Schmiedeisen bei einer Erwärmung von 0 bis 100° C. sich um 0,0012 $\left(\frac{1}{830}\right)$ seiner Länge ausdehnt (ungehärteter Stahl und Gufseisen um 0,0011 $= \frac{1}{900}$) wird es leicht, den Pendeln und Rollen die der gerade herrschenden Temperatur entsprechende Stellung zu geben. — Namentlich in der ersten Zeit ist es indessen er-

[114]) Scientific American 1873, S. 296.

forderlich, die Pendel öfter zu revidieren, da es vorkommt, dafs dieselben bald nach der Aufstellung sich umlegen und die Träger darüber hinweggleiten, — eine Folge kleiner Fehler in der Höhenlage.

Sobald die Pendel gerichtet sind und provisorisch durch zwischengelegte Klötze gehalten werden, kann mit dem Herunterlassen der Träger begonnen werden. Die Keillager werden allmählich losgeschlagen, Kopfschrauben gleichmäfsig zurückgedreht, bis der Träger aufruht. — Bei der Bogenbrücke oberhalb Koblenz, vergl. T. IX der vierten Abteilung, F. 1 bis 12, waren beispielsweise in einer Öffnung von 107 m Weite 40 Kopfschrauben gestellt. Nach Fertigstellung der Bogen wurden Korrekturen in der Höhenlage durch gleichzeitiges Anziehen aller Schrauben bewirkt und je nach Erfordernis die Auflagerplatten durch untergelegte Keile reguliert, bis die definitive Lage hergestellt war. Die erforderliche gleichmäfsige Anspannung der Kopfschrauben wurde durch einen geübten Mann mit der Hand geprüft, indem er eine geringe Hebeldrehung vornahm.

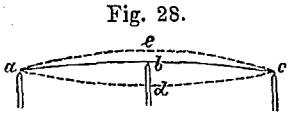
Bei Hängebrücken ist durch Verschiebung der Sättel eine kleine Regulierung zu ermöglichen; die genaue Lage wird meistens durch besondere Vorkehrungen, z. B. durch Keilschlösser bei Ketten, oder durch Schrauben bei Drahtseilbrücken bewirkt, vergl. Kap. XIII, S. 178. Die Regulierung der Kabel mufs bei möglichst gleichmäfsiger Temperatur erfolgen, namentlich, wenn lange Teile der Verankerungsseile durch Kanäle gehen. Ist die Temperatur der Aufsenluft nicht nahezu gleich der in den Kanälen, so können erhebliche Spannungsdifferenzen und Beanspruchungen der Pfeiler eintreten.

Kontinuierliche Träger. Gewöhnliche Träger lassen sich leicht richtig lagern, die Lagerung kontinuierlicher Träger aber erfordert grofse Aufmerksamkeit, damit die berechneten Spannungen genau eintreten. In nachstehendem werden zwei im Prinzip nicht sehr verschiedene Methoden angegeben, mittels deren die richtige Auflagerhöhe festzustellen ist.

1. Die Chausseeüberführung auf Bahnhof Naumburg der Thüringischen Eisenbahn ist mit kontinuierlichen Trägern hergestellt und hat eine gesamte Lichtweite von 36 m, in der Mitte der Öffnung ist eine 0,5 m breite Säulenreihe vorhanden. Über die Aufstellung der Träger ist folgendes zu bemerken:

Die berechneten Inanspruchnahmen der Hauptträger treten nur dann ein, wenn die Stützpunkte diejenige Höhenlage haben, welche sie nach der ohne Spannung erfolgten Vernietung einnahmen. Hat z. B. der auf einer Unterlage $a\,b\,c$ ohne Spannung zusammengenietete Träger in den Auflagerungspunkten die in Fig. 28 skizzierten Höhen und ist derselbe nach Aufbringung auf die definitiven Stützpunkte genötigt, die Form $a\,e\,c$ anzunehmen, so wird das Moment in der Mitte, sowie der Auflagerdruck bedeutend gröfser, als berechnet. Liegt dagegen der definitive mittlere Stützpunkt tiefer, sodafs der Träger die Form $a\,d\,c$ annehmen mufs, so werden das Moment und der Auflagerdruck für die geringen in Wirklichkeit vorkommenden Gröfsen von $b\,d$ in der Mitte kleiner und die Momente in den Öffnungen sowie die Endlageraufdrücke gröfser als berechnet. Es geht hieraus hervor, dafs durch Messung der Auflager-Reaktion die richtige oder unrichtige Lagerung der kontinuierlichen Träger bestimmt werden kann und man verfuhr deshalb folgendermafsen:

Fig. 28.



Die Hauptträger wurden auf der Rüstung so zusammengenietet, dafs die Gurtungen in der Mitte 30 mm Überhöhung erhielten. Hierauf wurde die Brücke auf die vorher fest verlegten End-Auflagerplatten heruntergelassen und an jedem Endauflager eine Ehrhard'sche Lokomotiv-Wage angesetzt. Das Eigengewicht der soweit fertigge-

stellten Brücke betrug f. d. lfd. m für jeden Hauptträger rund 700 kg; hieraus berechneten sich die Auflager-Reaktionen über den Widerlagern zu 6865 kg. Die Gewichte wurden an den Wagebalken demnächst so gestellt, dafs die Wage bei einem Druck von 6865 kg einspielte. Wurde nun der bis dahin freiliegende mittlere Auflagerpunkt der Träger durch je zwei Winden gleichmäfsig angehoben, so nahmen die Endauflager-Reaktionen ab, und es wurde der Moment, in welchem dieselben nur noch 6865 kg betrugen, durch das Einspielen der Wagen markiert. In dieser Stellung der Auflagerpunkte traten in sämtlichen Konstruktionen der Träger die berechneten Inanspruchnahmen auf, und es war nur noch die Stellung der mittleren Auflager zu fixieren, was durch Eintreiben eines schwach konischen Keils zwischen die Auflagerfläche der Säulenkopfplatte und der Träger bewirkt wurde. Falls nach Entfernung der Winden die Wagen nicht mehr vollständig einspielten, so wurde durch entsprechendes Nachtreiben des Keils dieser Zustand mit Leichtigkeit wieder hergestellt.

2. Der Umstand, dafs ein unrichtiges Auflager eine bedeutende Spannungsänderung in den Trägern nach sich zieht, und dafs bei richtig montierten Brücken auch ein späteres Setzen dies leicht bewirken kann, veranlafste Eymer[115]) zu folgendem Verfahren, um jenen Übelständen abzuhelfen.

Die Unterstützung der Brücke auf allen Auflagern, ausgenommen auf den vier äufsersten, ist verstellbar. Die Lagerung der Brücke ist dabei folgende:

a. Unterstützung der Brücke auf den Zwischenpfeilern. Der Hauptträger ruht mittels einer Rolle auf einer Unterlagsplatte, die durch zwei Keile höher und tiefer gestellt werden kann. — b. An dem beweglichen Ende ruht der Hauptträger auf einer Rolle, welche sich auf eine Platte stützt, die am Unterlagsblock befestigt ist. — c. Am festen Ende ruht der Hauptträger auf einem Block, der auf dem Unterstuhl befestigt ist. Die Unterkante des Blockes und die Oberkante des Unterstuhles sind nach Kreisbogen von gleichem Radius abgedreht.

Um nun den Druck der Brücke auf ihre Stützpunkte zu messen und die Brücke so zu stellen, dafs der Druck mit dem übereinstimmt, welchen die Berechnung ergiebt, geht man folgendermafsen zu Werke: Mit einer auf irgend einer Stelle der Brücke gesetzten Druckpumpe wird Wasser in die Cylinder hydraulischer Pressen gepumpt. Diese Cylinder stehen durch Rohre miteinander und mit der Druckpumpe in Verbindung. Bei hinreichendem Wasserdrucke werden die in den Cylindern befindlichen Kolben gehoben und mit diesen zugleich die Enden von Hebelarmen, deren Drehpunkte auf den Pfeilern liegen und auf deren Armen die Träger aufgelagert sind, sodafs eine Aufwärtsbewegung der Kolben gleichzeitig eine Hebung der Brücke von ihren Stützpunkten zur Folge hat.

Da die Durchmesser der Kolben gleich sind und das Verhältnis des kurzen zum langen Hebelarme so genommen ist, dafs bei gleichem Druck auf die Kolben die Drücke auf die Zwischenpunkte sich wie berechnet verhalten, so mufs die Brücke, wenn sie gleichmäfsig gehoben ist, die verlangte Form angenommen haben. Dieser Zustand bleibt, wenn man die Unterstützungsrollen mit Hilfe von Keilen so stellt, dafs die Brücke ihre Form behalten hat. Wesentlich ist es, gleiche Kolbendurchmesser anzunehmen, da bei Kolben von verschiedenen Durchmessern die Reibung sehr verschieden ist. Die Höhe des wirklichen Wasserdrucks bei der Druckpumpe sollte durch ein Manometer gemessen werden. Ratsam ist es noch, das Anheben der Brücke zu wiederholen, um nach Vornahme der Probebelastungen zu sehen, ob der Zustand derselbe geblieben ist.

---

[115]) Tijdschr. van het koninkl. Inst. van Ing. 1875/76, S. 327. Mit Abbild.

Unterlags-Platten. Erst wenn die Brücke in allen Teilen ihre richtige Lage erhalten hat, soll man die einstweilen auf eisernen Keilen gelagerten Unterlagsplatten vergiefsen. Hierzu wird meistens gut gereinigtes Blei genommen. Es ist darauf zu sehen, dafs das Blei geschmeidig sei und keine Risse oder Sprünge habe. Wendet man Cement zum Vergiefsen an, so ist Sorge zu tragen, dafs die Brücke längere Zeit ruhig liegen bleibe und nicht belastet werde, um dem Cement Zeit zu lassen, vollständig zu erhärten. Neuerdings wird empfohlen, anstatt dieser Materialien weiches Kupfer zu verwenden (vergl. Fuchs, Die eisernen Balkenbrücken im Betriebe. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 196.) — In einem wie dem anderen Falle müssen die zur Feststellmg der Höhe unter die Unterlagsplatten geschobenen Keile vor Erhärtung des Füllmaterials sorgfältig entfernt werden. Das Anziehen der Steinschrauben u. s. w. ist zuletzt vorzunehmen.

§ 33. Sonstige Vollendungsarbeiten. Nach vollständiger Fertigstellung der Träger erübrigt nur noch, diejenigen Arbeiten vorzunehmen, welche vor der Inbetriebnahme fertiggestellt werden müssen. Eine eingehendere Behandlung dieser Arbeiten ist indessen nicht beabsichtigt, da die Einzelheiten derselben von den gewählten Konstruktionsarten zu sehr abhängig sind und auch zum Teil an anderen Stellen des Handbuchs schon erörtert wurden.

Die Hauptsache ist die Herstellung der Fahrbahn, welche, je nachdem die Brücke für Landfuhrwerk oder für Eisenbahnverkehr bestimmt ist, bekanntlich sehr verschieden ausfällt. Unter Umständen werden, wenn Wellbleche oder ähnliche Konstruktionsteile Verwendung finden, bei dem Verlegen noch umfangreiche Nietarbeiten erforderlich; in solchen Fällen ist es geboten, die Unterrüstung, obschon der Träger sich bereits frei trägt, beizubehalten. Auch die Anbringung der Geländer u. s. w. beansprucht vielfach noch Schmiedarbeit, sodafs die Vorkehrungen, welche zum Bau der Träger gedient haben, hierbei noch nicht entbehrt werden können.

Mit etwaiger Anbringung der Gas- und Wasserleitungsröhren, der Beleuchtungsvorrichtungen u. s. w. wird schliefslich die Brücke bis auf den Deckanstrich fertig. In Bezug auf die Deckanstriche sei auf die Ausführungen im § 11 verwiesen. Selbstverständlich ist, dafs die Stellen, an denen der Grundierungsanstrich gelitten hat, nachträglich noch mit einem solchen versehen werden müssen.

Auch zu den Anstrichen können die etwa noch vorhandenen Rüstungen benutzt werden. Vielfach sind dieselben indessen in andere Öffnungen versetzt oder auch direkt nicht brauchbar, weil sie die Behandlung der unteren Brückenteile behindern. In solchen Fällen wird man durch provisorische Rüstungen, welche an die fertigen Konstruktionsteile gehängt werden, Ersatz schaffen müssen. Für bedeutende Brücken beschafft man indessen in der Regel von vornherein fahrbare sogen. Farbgerüste, welche nicht nur für die Deck- und Unterhaltungsanstriche benutzt werden, sondern auch eine bequeme Revision der unteren Brückenteile ermöglichen.

Von der Direktion der Dortmunder Union wurde dem Verfasser die Zeichnung des auf T. XI, F. 2 dargestellten Farbgerüstes übermittelt, welches bei der Brücke über die Waal bei Nymwegen Verwendung gefunden hat. Die Einzelheiten der Konstruktion gehen aus der Zeichnung hervor. Die untere Gurtung trägt die Laufräder, welche durch Räderübersetzung von einem Stellrade aus bewegt werden.

Die Konstruktion der Brücke ist für die Konstruktion des Farbgerüstes, besonders der Bewegungsapparate, von Bedeutung und letztere müssen namentlich den Gurtungen angepafst werden. Die vorgeführte Anordnung läfst sich wesentlich vereinfachen,

wenn es sich um kleinere und weniger breite Brücken handelt und somit die Gewichte des Gerüstes geringer werden, da alsdann nur die Laufräder beizubehalten sind und die Vorwärtsbewegung mit Hilfe von Brechstangen unter Anwendung von Holzklötzen als Unterlager (behufs Schonung der Anstriche) oder durch Flaschenzüge bewirkt werden kann.

Litteratur.

Montierung der Fahrbahntafel der East River-Brücke in New-York. Scientific American 1881, Mai, S. 320. Mit Abb.
Fahrbares Eisengerüst für Anstrich u. s. w. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1872, S. 104.
Hängende Laufgerüste der Britania-Brücke und der Viktoria-Brücke in Canada. Vierter Band dieses Handbuchs, Kap. XIV, S. 23.

§ 34. Prüfung eiserner Brücken. Messung der Durchbiegung der Träger sowie der Spannung in den einzelnen Konstruktionsteilen. Die Prüfungen der Gesamtverbindungen haben womöglich vor dem Aufbringen der Fahrbahn und des Belags zu geschehen, damit es möglich ist, die Untersuchung unbehindert auf alle Teile ausdehnen zu können. Es ist hierbei vorausgesetzt, dafs die Brücke sich nach dem Herablassen vollkommen frei trägt und dafs alle Zwischenlager entfernt sind, falls die Unterrüstung noch vorhanden sein sollte. Von dem Festsitzen der Niete hat der den Bau überwachende Beamte sich durch Anklopfen mit dem Hammer zu überzeugen. Sodann ist zu untersuchen, ob durch das Freitragen der Brücke Verbiegungen in den einzelnen Konstruktionsteilen eingetreten sind. Letztere können sowohl in fehlerhafter Konstruktion als auch in mangelhafter Arbeit ihren Grund haben. Alle sich vorfindenden Fehler sind vor dem Vornehmen der Probebelastung zu beseitigen.

Über das Verfahren bei den Probebelastungen u. s. w. ist bereits im § 2 in den dort aufgeführten Normalbedingungen einiges enthalten. Im weiteren werden die Prüfungsvorschriften im § 36 eingehend behandelt. Da es häufiger vorkommt, dafs Fehler und Mängel sich an einer bereits längere Zeit im Betriebe befindlichen Brücke zeigen, als bei einer neu erbauten, aufserdem aber manche Fehler, wie z. B. Rostbildung, sich erst nach längerem Gebrauche herausstellen, so erscheint es angezeigt, die Einzelheiten über die Untersuchungen und die Belastungsproben erst in dem Abschnitte, welcher von der Unterhaltung der eisernen Brücken handelt, zu besprechen, um teilweise Wiederholungen zu vermeiden. An dieser Stelle sollen daher vorzugsweise die Apparate, deren man sich bei diesen Prüfungen bedient, erörtert werden. Dieselben dienen teils dazu, die Durchbiegung einer Brücke festzustellen, teils aber auch dazu, die Spannung in einzelnen Konstruktionsteilen zu messen.

Mehr oder weniger sorgfältige Durchbiegungsprüfungen sind von jeher bei eisernen Brücken vorgenommen, während die Messung der Spannungen in einzelnen Teilen erst seit einer verhältnismäfsig kurzen Reihe von Jahren gehandhabt wird. Dafs Durchbiegungsprüfungen allein nicht ausreichen, um den Wert einer Konstruktion festzustellen, war zwar längst erkannt, aber es fehlte an passenden Geräten für Spannungsmessungen.

Die Durchbiegung einer Brücke kommt bekanntlich hauptsächlich infolge der Längenausdehnung der Gurtungen zu stande; es kann daher, falls bei übrigens starken Gurtungen eine sehr schwache Stelle vorhanden ist, eine geringe Biegung eintreten, und trotzdem die Brücke näher dem Bruche sein, als eine schwächer aber gleichmäfsig gearbeitete Brücke, welche mehr Durchbiegung zeigt. Es empfiehlt sich, die Belastung allmählich wachsen zu lassen und zu beobachten, ob die Durchbiegung proportional der Belastung zunimmt. Nimmt sie stärker zu, als letztere, so läfst sich vermuten, dafs gedrückte Teile verbogen werden, z. B. die Vertikalen und die obere Gurtung, oder dafs

die Nietverbindungen irgendwo nachgegeben haben. Nimmt sie weniger zu, so könnte es vorgekommen sein, dafs gezogene Teile, welche früher krumm waren, jetzt gerade gezogen wurden, oder dafs die Verbindungen anfänglich nachgegeben haben u. s. w.

Obwohl nach vorstehendem der Wert der Durchbiegungsprüfungen zweifelhaft ist, so läfst es sich doch vom praktischen Standpunkt aus wohl rechtfertigen, wenn namentlich bei der Überwachung von im Betriebe befindlichen eisernen Brücken auf Dehnungsmessungen nur insoweit eingegangen wird, wie es die Ermittelung des Vorhandenseins bleibender Durchbiegungen des ganzen Trägers erfordert. Messungen an einzelnen Konstruktionsteilen und Verbindungsstellen dürften erst vorzunehmen sein, sofern es sich darum handelt, die Ursachen einer beobachteten Durchbiegung näher festzustellen.[116])

Es möge übrigens an dieser Stelle auch darauf hingewiesen werden, dafs es zur Vornahme ganz zuverlässiger Messungen notwendig ist, die genau gemessene Entfernung zweier Punkte an den betreffenden Teilen vor dem Montieren anzukörnen. Geschieht dies nicht, so können diejenigen Spannungen, welche von dem Eigengewicht der Brücke oder von fehlerhafter Arbeit herrühren, mit Sicherheit nicht ermittelt werden.

1. Vorrichtungen zur Messung der Durchbiegungen.

Zur Feststellung der Durchbiegungen läfst sich in erster Linie das Nivellierinstrument verwenden. Der Gebrauch desselben ist indessen hauptsächlich auf Prüfungen mit ruhender Belastung beschränkt, da beim Befahren der Brücke die Vibrationen leicht so bedeutend werden, dafs das Auge nicht rasch genug folgen kann. Zudem sind Teile von Millimetern nicht wohl mehr abzulesen. Die Setzlatten zum Ablesen der Durchbiegungen bestehen aus zwei aneinander verschiebbaren Latten, welche durch Ringe aneinandergepreſst werden und an den Enden in eisernen, sauber bearbeiteten Schuhen stecken.[117]) Die untere Latte, welche zum sicheren Aufstehen einen kreuzförmigen Schuh hat, ist mit einer Mafseinteilung versehen. Die obere Latte wird an die untere Gurtung geschoben, die Höhe derselben wird an der Mafslatte abgelesen. Nach erfolgter Belastung wird eine zweite Ablesung vorgenommen; die Differenz beider giebt die Gröfse der Durchbiegung. — Für solche direkte Ablesungen dienen auch die Schieber-Apparate mit Nonius; einer der ersten ist von v. Kaven konstruiert[118]), auch Amsler und andere haben derartige Apparate angegeben.

Genauere Messungen werden mittels des Fühlhebels ausgeführt. Derselbe hat zwei Arme, deren Längen in einem bestimmten Verhältnis, gewöhnlich von 1:10, stehen. Der längere Arm bewegt sich vor einer Skale mit genauer Einteilung. Wird nun der kurze Arm unter die Gurtung gebracht, so giebt beim Belasten oder beim Befahren der längere Arm die um das Zehnfache vergröfserte Durchbiegung an der Skale an.

Die neueren Apparate sind in der Regel derart konstruiert, dafs man im stande ist, sowohl bei ruhender wie bewegter Last die Gröfse der Durchbiegung in jedem Augenblick der besonderen Beanspruchung nicht nur ermitteln, sondern auch dauernd fixieren zu können. Hierzu dienen die Durchbiegungsapparate, bei welchen die Einsenkungen der Brücke auf einer durch ein Uhrwerk getriebenen Trommel bezw. dem darüber befestigten Papier mittels Schreibstift graphisch aufgetragen werden. Ziemlich gleichzeitig werden die beiden zunächst zu besprechenden Vorrichtungen konstruiert worden sein.

---

[116]) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 23.

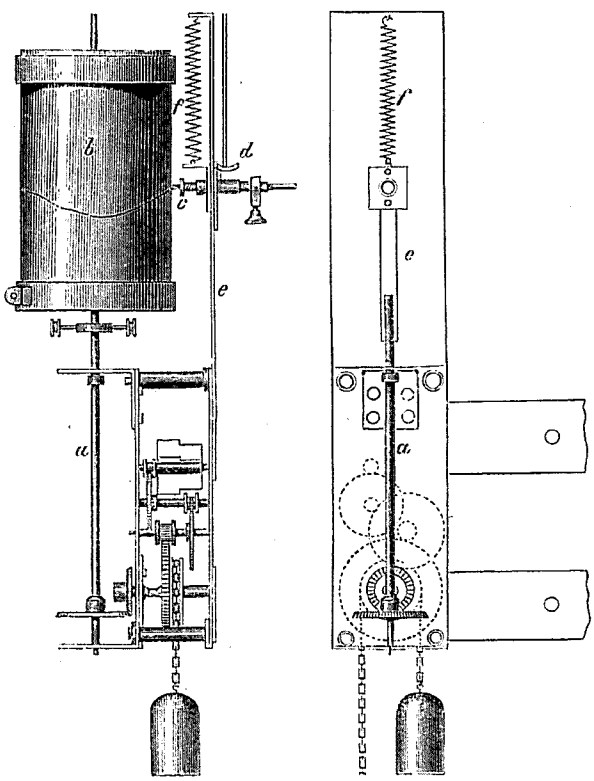
[117]) Siehe auch: Tijdschr. van het koninkl. Inst. van Ing. 1880/81, II. Afl., S. 84.

[118]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 245. — Handb. d. Ing.-Wissensch. 1. Aufl., Zweiter Band, Kap. XV, S. 804. Mit Abbild.

Der Deflektionsmesser von Askenasy[119]) besteht aus einem festen Bügel (ähnlich der Schraubenzwinge des Tischlers), der in beliebiger Lage an der Gurtung oder an einem Gitterstab der zu untersuchenden Brücke angeschraubt wird. Der Bügel trägt auf einem Arm, mit diesem durch ein Kugelgelenk verbunden, eine Messingtrommel, über welche ein am oberen Band gummierter Papierstreif gelegt ist. Die Trommel, welche sich in jeder Lage festhalten läfst, kann nach Auslösung der Arretierung von einem innen liegenden Uhrwerk mit einer variabeln Geschwindigkeit bewegt werden, wodurch Kurven erhalten werden, welche der Spannweite des Bauwerks und der Zuggeschwindigkeit angemessen sind. Eine zweite Schraubenzwinge, die bei manchen Probebelastungen an das Gerüst, bei zweigleisigen Brücken mit unabhängigen Überbauten aber an den unbelasteten Träger befestigt wird, dient zum Festhalten eines Stabes, auf welchem ein Stift verschiebbar ist, der durch eine Spannfeder an die Trommel angedrückt wird.

Ähnlich ist die in Fig. 29 dargestellte, vom Verfasser konstruierte Registrier-Uhr.[120]) Ein einfaches, mit Windflügeln versehenes Uhrwerk treibt die Achse a, auf welcher die Trommel b in beliebiger Höhe mittels Druckschrauben festgestellt werden kann. Ein Papierstreif, durch zwei Blechringe oben und unten befestigt, ist über die Trommel gelegt. Der Schreibstift c steckt in einer Hülse, die ihrerseits in einer zweiten Hülse sich frei bewegen kann. Mit dieser Schreibvorrichtung fest verbunden ist die Pfanne d; beide Teile können vertikale Bewegungen machen und erhalten ihre Führung durch einen in der Platte e befindlichen Schlitz. Die starke Spiralfeder f hat das Bestreben, den Schreibapparat zu heben. In der Pfanne d ruht ein Stift (Druckstift), der an einer fest mit dem zu prüfenden Träger verbundenen Latte befestigt ist. Wird nun Sorge getragen, dafs nach Einsetzen dieses Stiftes, vor Beginn der Untersuchung, die Spirale f sich in Spannung befindet, so mufs jede vertikale Bewegung des zu prüfenden Trägerpunktes auf dem sich gleichmäfsig fortbewegenden Papier verzeichnet werden.

Fig. 29. M. 1:5.



Da die Heftigkeit der Stöfse mit wachsender Geschwindigkeit zunimmt, so ist es zur Feststellung der Zug-Geschwindigkeit manchmal erwünscht, dieselbe aus dem Diagramm ermitteln zu können. Wenn

u = Umfang der Trommel,
t = Umdrehungszeit derselben,
l = Länge der Brücke zwischen den Stützpunkten,
l_1 = Länge des Zuges zwischen den Endachsen,
d = Länge des Diagramms auf der Abscissenachse gemessen,

so ist die Geschwindigkeit des Zuges pro Sekunde $= \frac{(l + l_1)\, u}{d\, t}$.

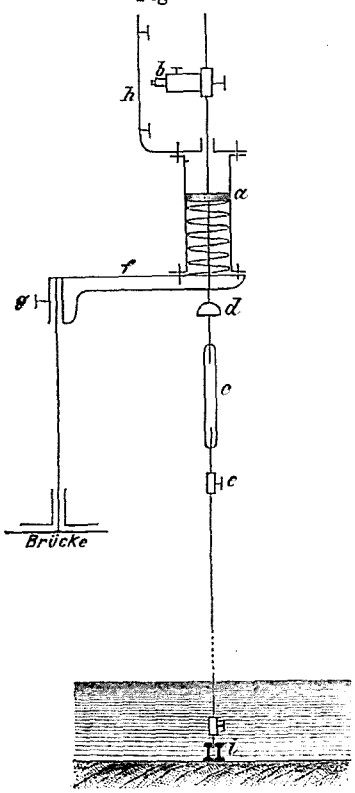
Vielfach macht es Schwierigkeiten, zur Anbringung der Mefsapparate entsprechende Rüstungen zu beschaffen; dieser Umstand gab Veranlassung, Apparate zu erfinden, bei denen mit Hilfe eines auf dem Flufsbett bezw. in der Thalsohle ruhenden schweren Gewichtes ein zur Vergleichung der Höhenlage der Brücke dienender Stützpunkt geschaffen wurde. Hierher gehören Trau's Apparat und der Durchbiegungszeichner von Fränkel.

---

[119]) Deutsche Bauz. 1877, S. 450.
[120]) Deutsche Bauz. 1877, S. 244.

Trau's Apparat[121]) (Fig. 30) besteht aus einem eisernen Cylinder a, in welchem sich ein Kolben und eine starke Spiralfeder befinden. An dem oberen Teile der Kolbenstange ist ein Schreibstift b, am unteren Ende dagegen eine Spannvorrichtung c mit Universalgelenk d und Klemmschraube e angebracht. Der Cylinder sitzt auf einer eisernen Platte f, welche mit Hilfe einer Klemmvorrichtung g die Befestigung des Apparates an jedem Punkte der Brückenkonstruktion ermöglicht. Aufserdem enthält jeder Apparat seitlich einen Schreibstift, und in fester Verbindung mit dem Cylinder eine ebene Fläche h zur Anheftung eines Papierstreifens, auf welchem die Durchbiegungen selbstthätig verzeichnet werden.

Fig. 30.



Bei Vornahme von Beobachtungen wird ein schwerer Gegenstand i auf die Sohle des Flufsbettes gesenkt und durch einen starken Stahldraht mit der am unteren Ende der Kolbenstange befindlichen Klemmvorrichtung verbunden. Durch Drehen der Spannvorrichtung wird der Stahldraht soviel angespannt, dafs durch Zusammendrücken der im Cylinder liegenden Spiralfeder der Kolben nebst Schreibstift bis zu einer angezeichneten Marke heruntergegangen ist. Das Gewicht im Flufsbett darf hierbei natürlich nicht gehoben werden.

Beim Belasten der Brücke macht der Cylinder a die Einsenkungen mit, während der Schreibstift durch die Spiralfeder die vorige Höhe beibehält. Hierbei wird die stattgehabte Einsenkung auf der mit dem Cylinder fest verbundenen Platte h bezw. dem darauf befindlichen Papier aufgetragen.

Durchbiegungszeichner von Fränkel[122]) (Fig. 31 u. 32, S. 217). Auch bei diesem Instrument wird der feste Punkt auf dem Flufsbette hergestellt und zwar durch ein gufseisernes, etwa 15 **kg** schweres Gewicht, welches man an einem Querstücke mittels zweier Leinen bis auf den Grund herunterläfst. Mit diesem Gewichte steht das untere Ende eines Stahldrahtes in Verbindung.

An einem beliebigen Konstruktionsteile der Brücke wird der Rahmen cc des Durchbiegungszeichners mittels der Klammern d_1 d_2 befestigt (Fig. 32). Der Rahmen trägt auf der Achse e die Scheiben f und g, von denen die letztere halb so grofs als die erstere ist. Ein Stahlbändchen $h\,i\,k$ verbindet die Scheibe f mit der um l drehbaren Scheibe m, welche durch eine in derselben enthaltene Feder das Bestreben erhält, sich in der durch den Pfeil (Fig. 31) angegebenen Richtung zu drehen. An das Stahlbändchen $h\,i\,k$ ist bei i der den Schreibstift n tragende Schlitten o (Fig. 31) angeschlossen, welcher durch den am Apparatrahmen befestigten Rundstab p seine Führung erhält.

Der an das eingangs erwähnte gufseiserne Gewicht befestigte Draht b geht lotrecht in die Höhe und wird mittels der Klemme q (Fig. 31 u. 32) mit dem unteren Ende eines bei r (Fig. 31) an die Scheibe s befestigten Stahlbändchens $q\,r$ verbunden. In der Scheibe s befindet sich eine durch Umdrehung der Kurbel t zu spannende Spiralfeder, wobei das Sperrrad p mit dem Sperrkegel σ (Fig. 32) ein Zurückgehen der Feder verhindert. Auf diese Weise kann dem Drahte b eine beliebige Spannung von etwa 5 **kg** erteilt werden, welche während der Dauer des Versuches konstant bleibt, da bei der nur geringen Senkung und Hebung der Brücke die Spiralfeder in s sich nur wenig auf- und abwickelt, wobei die Federspannung unmerklich verändert wird.

Die Verbindung zwischen dem Drahte b und dem eigentlichen Zeichenapparate geschieht durch ein an der Scheibe g befestigtes Stahlband u (Fig. 31 u. 32) mit einer Klemme v. Man zieht letztere so weit herunter, dafs der Schreibstift n an der passenden Stelle des durch ein Uhrwerk getriebenen Papierstreifens $x\,x$ (Fig. 32) sich befindet und klemmt v an den Draht fest.

Von den vier, in Fig. 31 u. 32 sichtbaren Rollen enthält y_1 den Leerpapier-Vorrat, y_2 ist eine Andrückrolle, im Innern von y_3 ist das Uhrwerk angebracht, y_4 nimmt das beschriebene Diagramm-Papier auf und enthält die Papieranspannfeder. Zum Aufziehen des Uhrwerks dient der Schlüssel α (Fig. 31), zum

[121]) Deutsche Bauz. 1885, S. 30. — Schweiz. Bauz. 1887, I. S. 58.

[122]) Civilingenieur 1884, S. 465.

Fig. 31. M. 0,3.

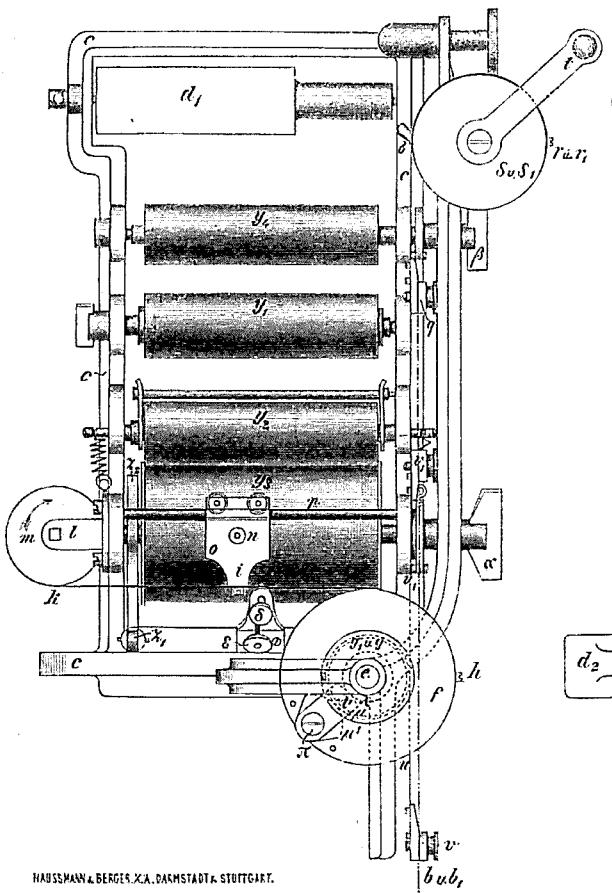
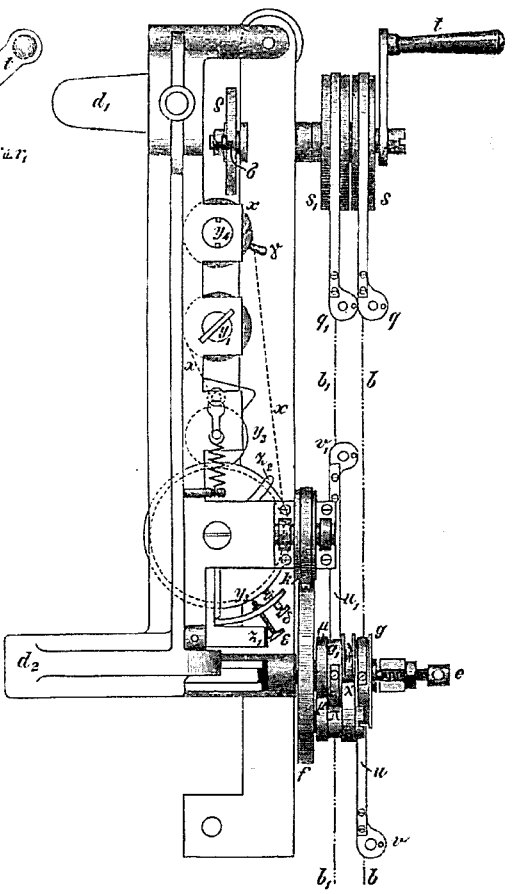


Fig. 32.



Aufziehen der Feder in der Rolle y_1 der Schlüssel β. Ein Druck auf den (in Fig. 32 abgebrochen gezeichneten) Hebel z_1 löst das Uhrwerk aus, ein Druck auf den Hebel z_2 arretiert dasselbe. Will man das beschriebene Papier von der Rolle y_1 abwickeln, so ist durch Niederdrücken des kleinen Hebels γ (Fig. 32) zuvor der dort angebrachte Sperrkegel zu lösen.

Bei jeder Senkung bezw. Hebung des Brückenträgers wickelt sich das Band u auf die Scheibe g bezw. von derselben ab. Da jedoch das Ende v des Bandes u an dem unveränderlich gespannten Drahte b festgeklemmt ist, so hat die Bewegung des Brückenträgers eine Drehung der Scheibe g und daher auch eine Verschiebung des Schreibstiftschlittens o zur Folge, wobei der Schreibstift n ein Durchbiegungsdiagramm (Übersetzung 2:1) zeichnet. — δ ist ein fester Stift, welcher eine Abscissenachse für das Diagramm zieht. ε ist ein federnder Stift mit Spitze. Derselbe dient, wenn nötig, zum Punktieren, um die Diagramm-Ordinaten hervorzuheben, welche gewissen Stellungen der fahrenden Last entsprechen.

Bei Versuchen mit ruhender Last, welche längere Zeit in Anspruch nehmen, ist auf eine möglicherweise eintretende Temperaturänderung des Drahtes Rücksicht zu nehmen. Zu diesem Zwecke werden zwei Drähte, ein Stahldraht b_1 und ein Zinkdraht b (Fig. 31 u. 32) angewandt, deren obere Enden durch die Klemmen q bezw. q_1 mit den unteren Enden der an den Scheiben s bezw. s_1 befestigten Stahlbändchen in Verbindung stehen. In beiden Scheiben s und s_1 befinden sich Spiralfedern, welche gleichzeitig mit Hilfe der Kurbel t angespannt werden können. — Auf der Achse c sitzen lose, außer der Scheibe f, zwei halb so große Scheiben g und g_1. Mit g bildet das Zahnrad λ, mit g_1 das Zahnrad μ einen zusammenhängenden Körper (Fig. 31 u. 32). In die Zahnräder λ und μ greifen beziehentlich die gezahnten Sektoren λ' und μ' ein, deren Halbmesser, ebenso wie die von λ und μ sich zueinander wie die Ausdehnungskoefficienten von Stahl und Zink verhalten und deren Drehachse π in der Scheibe f festsitzt.

An jeder der Scheiben g und g_1 ist in entgegengesetzter Richtung ein Stahlbändchen u bezw. u_1 befestigt, welche an ihren Enden Klemmen v bezw. v_1 tragen, mittels deren je einer der Drähte b bezw. b_1 gefaßt wird; hierdurch heben sich die durch Temperaturänderung der Drähte erzeugten Fehler auf.

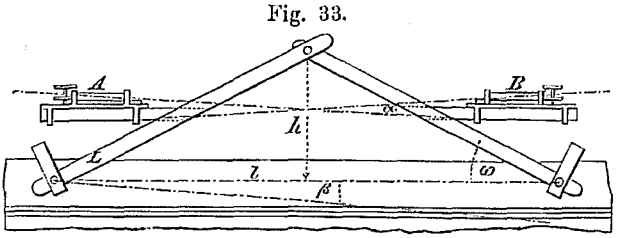
In vorstehendem sind nicht alle Apparate genannt, welche für den in Rede stehenden Zweck konstruiert worden sind; aus Verhandlungen des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine geht hervor, dafs im Jahre 1888 die Anzahl der in Deutschland verwendeten Vorrichtungen bereits auf 20 gestiegen war und dafs die meisten derselben als bewährt bezeichnet werden. Immerhin werden wegen der gröfseren Genauigkeit der Messungen die Apparate mit Übersetzung, zu welchen von den oben genannten die Fühlhebel und Fränkel's Durchbiegungszeichner gehören, im allgemeinen den Vorzug verdienen und als zu diesen gehörig mögen hier noch genannt werden: Amsler's Hebel-Apparat mit zweifacher Übersetzung, welcher von der Eisenbahnverwaltung in Stuttgart benutzt wird, und Lossow's Schreib-Apparat mit vierfacher Übersetzung, in Gebrauch bei der Eisenbahnverwaltung in Köln, rechtsrheinisch.

2. Vorrichtungen zum Messen der Spannungen.

Die ersten derartigen Versuche gingen davon aus, dafs es möglich sein müsse, durch die Verschiedenheit der Töne die Gröfse der Spannung einzelner Teile in Eisenkonstruktionen zu messen[123]) (vergl. auch die Bemerkung über das Einziehen der Diagonalen, S. 133), indessen sind auf diese Weise genaue Messungen nicht ausführbar, da wenige Personen das erforderliche feine Gehör besitzen, aufserdem ist bei rollenden Eisenbahnzügen diese Methode ganz unanwendbar. Der Grundgedanke derselben ist übrigens bei dem Taseometer von Steiner[124]) verwertet. (An einem Stabe, der untersucht werden soll, sind zwei Klammern befestigt und zwischen beiden zwei Stahlbändchen gespannt. Werden letztere in Schwingung versetzt, so ist die Schwingungszahl von der Spannung abhängig, die in beiden Bändchen eine verschiedene sein wird, sobald der Stab eine Biegung erleidet. Sobald man im staude ist, die Schwingungszahl der Stahlbändchen vor und nach der Belastung festzustellen, kann man daraus die Spannung des Stabes infolge der Belastung ermitteln.) Brauchbarer sind die Apparate, welche sichtbarere Änderungen aufweisen, sobald eine Verlängerung oder Verkürzung des zu untersuchenden Stabes eintritt. Als solche sind Köpoke's Messungen mittels der Libelle, Dupuy's Apparat und Manet's Apparat zu nennen. Wichtig und für genaue Messungen brauchbar ist der Dehnungszeichner von Fränkel. Der letztere bezweckt die Darstellung von Dehnungs-Diagrammen, welche die Veränderungen der Inanspruchnahme eines Konstruktionsteiles während beliebiger Zeit für beliebige Lasten derartig veranschaulichen, dafs die Abscissen den Zeiten und die Ordinaten den stark vergröfserten Längenänderungen entsprechen. Dehnungsdifferenzen von 0,003 mm, welche bei einer Stablänge von 1 m eine Spannungsdifferenz von 6 kg pro qcm anzeigen, sind noch mefsbar.

Messungen mittels der Libelle[125]) (Fig. 33).

Fig. 33.



Die einschlägige, von Köpcke angegebene Vorkehrung besteht aus zwei durch ein Gelenk verbundenen eisernen Linealen, welche mit dem zu untersuchenden Stabe fest verbunden sind und welche je eine Libelle tragen. Der den Krafteinwirkungen ausgesetzte Stab bildet mit ihnen die dritte Seite eines Dreiecks. Es ist klar, dafs die Differenzen in den Ab-

[123]) Vergl. Bericht über die 14. Versammlung deutscher Arch. u. Ing. Wien 1864, S. 167.

[124]) Bolyt. Journ. 1877, Bd. 226, S. 283.

[125]) Mitteil. d. sächs. Arch.- u. Ing.-Ver. 1877.

lesungen der Libellen nur von der Längenänderung der dritten Seite herrühren können, sobald dafür gesorgt wird, dafs die Lineale keine Krafteinwirkung erfahren und auch die Temperatur ohne Einfluſs bleibt. An den drei Drehpunkten sind die Lineale mit Spitzzapfen versehen.

Die Libellen sind an einem Ende um einen Zapfen drehbar, am anderen sind dieselben durch Schrauben verstellbar. Die Umdrehung der Schraube dient gleichzeitig zur Messung der Neigung der Libellen. Ist z. B. die Länge der Libelle = 165 mm, die Ganghöhe der Schrauben 0,36 mm, so entspricht eine volle Schraubenumdrehung einem Winkel von

$$\frac{0{,}00036 \,.\, 206{,}265}{0{,}165} = 450 \text{ Sek.}$$

Der Kopf der Schraube ist in 100 Teile eingeteilt, somit entspricht ein Teilstrich einer Hebung bezw. Senkung von 4,5 Sek.; man kann aber bequem noch $^1/_5$ Teil taxieren, sodafs man mit ziemlicher Sicherheit bis auf etwa 1 Sekunde genau ablesen oder Hebungen und Senkungen von $\frac{0{,}36}{500} = 0{,}00072$ mm beobachten kann. Tritt eine Längenänderung des Konstruktionsteiles ein, so mufs sich die Höhe des Dreiecks, welche die beiden Stäbe mit demselben bilden, ändern, was auf den Stand der Libellen einwirkt, sodafs die Ablesungen der letzteren vor und nach der Inanspruchnahme die Gröfse der Längenänderungen erkennen lassen. Ist diese Differenz z. B. $= \alpha''$, so ergiebt sich das Verhältnis δ der Längenänderung, wenn man den Winkel an der Basis ω nennt,

$$[\cos\omega - \cos(\omega \pm \alpha)]\,\frac{L}{C}.$$

Da α stets sehr klein ist im Vergleich zu ω, so kann man die Differenz des Cosinus als Differenzial auffassen und erhält dann

$$\delta = d\cos\omega\,\frac{L}{C} = \sin\omega \,.\, \alpha\,\frac{L}{C} = \frac{h}{L}\,\alpha \,.\, \frac{L}{C} = \frac{h}{C}\,\alpha = \frac{h}{C}\,\frac{\alpha''}{206265}.$$

Wegen der Durchbiegung der ganzen Brücke ergiebt sich bei solchen Beobachtungen immer zugleich auch eine Gesamtneigung, die sich aus den Ablesungen desbalb mit erkennen läfst, weil sie in dem Dreieck gleichmäfsig an den Libellen zum Ausdruck kommt. Hat sich z. B. ergeben

$$< \alpha = n'' \qquad < \beta = m'',$$

so setzt dies eine Ablesungsdiffereuz der Libellen:

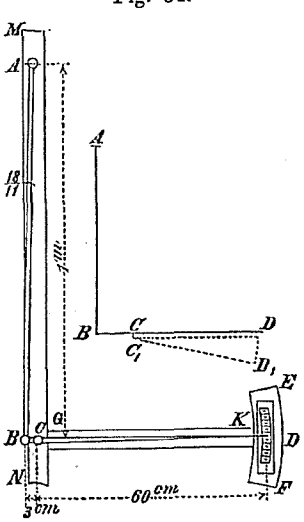
$$A = \frac{\alpha}{2} + \beta = D_1 \qquad B = \frac{\alpha}{2} - \beta = D_2$$

voraus, sodafs sich findet

$$\alpha = D_1 + D_2 \qquad \beta = \frac{D_1 - D_2}{2}.$$

Ein anderes an bezeichneter Stelle veröffentlichtes Verfahren beruht darauf, dafs in einem gleichschenkeligen Dreiecke von geringer Höhe eine kleine Änderung der Basislänge eine erhebliche Änderung der Höhe zur Folge hat.

Fig. 34.



Der Dupuy'sche Apparat[126]) (Fig. 34). Diese Vorkehrung beruht auf der Annahme, dafs ein Eisenstab von 1 m Länge sich um $^1/_{10}$ mm verlängert oder zusammenzieht bei einem Zug oder Druck von 2 kg f. d. qmm Querschnitt.

Der Apparat besteht aus einem Eisenstabe AB von 1 m Länge, welcher am Ende den um C drehbaren Hebel BD führt. Der Stab ist bei A und B umwandelbar an dem zu untersuchenden Eisen befestigt, die Spitze D des Hebels bewegt sich über einen Mafsstab EE', welcher an dem zu untersuchenden Stück MN durch die Stange GK befestigt ist. Wenn nun unter der Einwirkung der Last das Stück MN sich verlängert, so wird Punkt C nach C_1 gelangen und die Entfernung CC_1 wird die Länge sein, welche zu messen ist. Ist der Hebel zu Anfang des Versuches auf den Nullpunkt gestellt, so wird sich die Spitze nach der Verlängerung des Stabes nach D_1 bewegt haben.

Bei der Annahme, dafs die Bewegungen immer sehr klein sind und der Punkt B unveränderlich geblieben ist, erhält man

$$CC_1 = OD_1 + \frac{BC}{CD_1}.$$

[126]) Ann. des ponts et chaussées 1877, II. S. 381.

Bei dem Dupuy'schen Apparat ist das Verhältnis $\frac{BC}{CD} = 1/20$, sodafs durch eine Verlängerung von 0,1 mm, welche einer Arbeit von 2 kg f. d. qmm entspricht, die Ablesung auf dem Mafsstab 2 mm anzeigt.

Es ist klar, dafs die Versuche mit grofser Vorsicht gemacht werden müssen und dafs kein Schlottern irgend eines Teiles stattfinden darf.

Apparat von Ch. Manet[127]) (Fig. 35 *a* u. *b*).

Die Vorrichtung besteht aus einer Zeigerdose und einem Stabe aus Eisen von der Länge 1, dessen oberes Ende in die erstere hineinragt, während das untere, mit einem Gewinde versehen, in einer Mutter steckt. Beide Teile werden durch passende und genügend feste Klemmvorrichtungen mit dem zu untersuchenden Stabe verbunden. In der Dose finden sich drei Zeiger, welche vor Beginn des Versuchs, einander deckend, auf den Nullpunkt eingestellt werden und zwar der Zeiger *a* durch Stellung der Mutter, b_1 b_2 hingegen durch Bewegung mit der Hand. Wirkt nun eine Kraft auf den zu untersuchenden Stab, so wird der Zeiger *a* und mit ihm durch einen angebrachten Stift, je nachdem Zug oder Druck vorhanden ist, einer der beiden anderen Zeiger sich nach links oder rechts bewegen. Nach Aufhören der Kraft kehrt Zeiger *a* auf den Nullpunkt zurück, wenn keine bleibende Verlängerung bezw. Verkürzung stattgefunden hat, während der andere Zeiger den Maximalwert der Längenänderung angiebt.

Fig. 35 *a*.

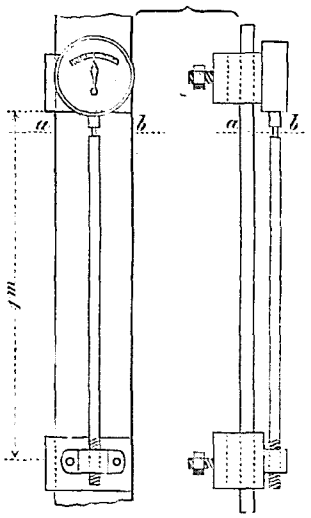
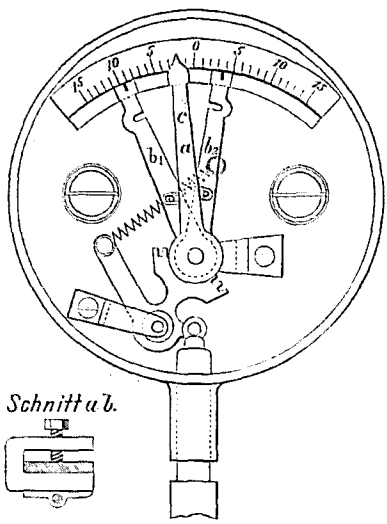


Fig. 35 *b*.



M. 1:2.

Der Erfinder hat die Skala so eingerichtet, dafs die der Längenänderung entsprechende Beanspruchung sofort abgelesen werden kann, wenn der Elasticitätsmodul des Materials bekannt ist. Ist z. B. für Schmiedeisen $E = 20000$ kg f. d. qmm, so giebt $1/20$ mm der Teilung eine Beanspruchung von 1 kg f. d. qmm. Ein Nonius würde einer genaueren Ablesung förderlich sein.

Dehnungszeichner von Fränkel[128]) (Fig. 36 u. 37, S. 221) beruht auf dem Prinzipe, dafs ein Stab (Fig. 36), welcher an einem Ende *B* festgehalten wird, während er nahe dem anderen Ende *C* über seine Unterlage gleitet, erkennen läfst, ob und wieviel sich die Unterlagspunkte *A* und *B*, welche mit dem zu untersuchenden Konstruktionsteile *SS* in fester Verbindung stehen, bei einer Inanspruchnahme dieses Konstruktionsteiles gegeneinander verschieben, indem die Änderung der Länge *A C* ein Mafs für die Verkürzung oder Verlängerung der Strecke *A B* liefert. Um die Änderungen von *A C* zu zeichnen, stehen mit der Unterlage *A* die Drehpunkte eines Fühlhebelsystems in fester Verbindung, an dessen einem Ende der Stab *B C* angreift, während am anderen Ende des Systems ein Stift geführt wird, der auf einer mit *A* fest verbundenen Papierfläche gleitet.

Der Apparat ist nun im wesentlichen in folgender Weise konstruiert (Fig. 37).

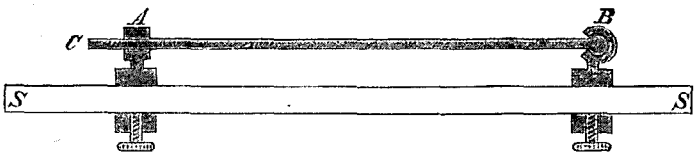
Die Endpunkte der zu messenden Länge werden durch die beiden Klemmschrauben a_1 und b_1 der auf dem Versuchsstabe reitenden Doppelklammern *A* und *B* fixiert. Die um die Achsen *c* bezw. *d* pendelnden Schrauben a_2 und b_2 dienen dagegen nur zur Sicherheit gegen das Verdrehen der Klammern *A* und *B*, von denen die erste den Rahmen für den eigentlichen Dehnungszeichner bildet, während die zweite die Kugel *F* trägt. An diese Kugel wird mittels Klemmbacken und Schräubchen das eine Ende des als steifo

---

[127]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 270. — Der Apparat wurde bei Prüfung der Rhein-Brücke bei Arnheim und der Waal-Brücke bei Nymwegen zugleich mit einigen anderen Vorkehrungen zum Messen der Spannungen benutzt. Vergl. Tijdschr. van het koninkl. Inst. van Ing. 1880/81, II. Afl., S. 84.

[128]) Civ.-Ing. 1881, S. 250; 1882, S. 193; 1883, S. 383. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 87 bis 90, mit Abbild., und S. 187, 546. — Mém. des ing. civ. 1884, Juli, S. 10.

Fig. 36.



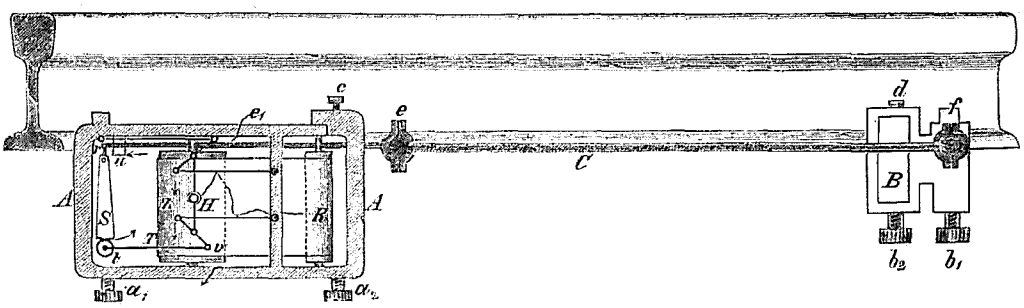


Fig. 37.

Röhre konstruierten Apparatstabes C befestigt, dessen anderes Ende in ähnlicher Weise durch das Kugelgelenk e mit dem bis an das Endo dos kurzen Hebelarmes r reichenden Stabe c_1 verbunden ist.

Der lange Arm S des um die Achse u drehbaren doppelarmigen Hebels überträgt mit Hilfe eines auf der Drehachse t sitzenden Zahnrades seine Bewegung auf den möglichst leicht konstruierten Arm T. Die Kreisbewegung des Endpunktes v von T wird durch die aus der Figur zu ersehende Gradführung in die gradlinige Bewegung des Schreibstiftes H verwandelt. Jede Längenänderung der an dem zu untersuchenden Konstruktionsteile gefafsten Strecke $a_1 b_1$ hat eine Verschiebung des Schreibstiftes H parallel zur Achse der Diagrammrolle Z zur Folge, und zwar sind diese Bleistiftwege, wie direkte mikrometrische Messungen gezeigt haben, bis auf unmerkliche Fehler jenen Längenänderungen proportional. Eine Feder mit Führungsrollen drückt den Schreibstift H gegen das Papier an.

Die Verbindung zwischen dem Apparatstabe c_1 und dem Hebel bei r ist bei den neuesten Apparaten durch den Kontakt des ebenen Stabendes gegen eine Stahlkugel am Hebel vermittelt, während dor längere Hebelarm S aus zwei gleichen, übereinander liegenden, also im Grundrisse sich deckenden Teilen besteht; dieselben sind miteinander durch ein Gelenk vereinigt und werden durch eine Feder auseinander gedrückt, wodurch jeder durch eine etwaige Ungenauigkeit des Zahneingriffes bedingte tote Gang des Instrumentes unmöglich gemacht wird.

Das auf einer Vorratstrommel R aufgewickelte Papier geht um die Diagonaltrommel Z herum und erhält seine Spannung durch eine in der Aufwickelrolle angebrachte Spannfeder. Zum Fortbewegen des Papiers dient ein in der Trommel Z angebrachtes Uhrwerk, welches mittels eines Schlüssels aufgezogen werden kann. Zum Aufziehen der Spannrolle wird ebenfalls ein Schlüssel benutzt.

Ein in der Figur nicht gezeichneter Schreibstift giebt die Nullinie für die Diagramme an.

Im weiteren sind an dem Apparate in der Figur nicht dargestellte Vorrichtungen angebracht, welche die Ingangsetzung und Arretierung der Diagrammrolle, die Markierung bestimmter Momente durch direkten Fingerdruck auf elektrischem Wege u. s. w. gestattet.

Bei vorstehendem ist eine in der Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. enthaltene Besprechung des Dehnungszeichners von Steiner benutzt. In Fig. 38 u. 39, S. 222 sind von demselben aufgenommene Dehnungs-Diagramme (natürliche Gröfse) dargestellt. Fig. 38 stellt die Verlängerung und Verkürzung des Fufses einer Schiene dar, während ein Wagen von eingezeichneter Belastung die Schiene passiert hat. Die positiven Ordinaten zeigen Zug-, die negativen Druckspannung. Bezeichnet l die Entfernung der Schrauben $b_1 a_1$ am Instrumente in Millimetern (Fig. 37), x die fragliche Ordinate des Diagramms in mm, k die im Schienenfufse infolge der Verlängerung oder Verkürzung entstehende Inanspruchnahme in kg f. d. qmm, n das Vergröfserungsverhältnis des Apparates, E den Elasticitätsmodul bezogen auf kg und mm, so ist $k = \frac{x E}{n l}$.

Im speciellen Falle war $n = 204$, $l = 672$ mm; setzt man $E = 20000$, so wird $k = 0{,}146\,x$ oder für den gröfsten Wert $x_1 = 27$ mm wird $k_1 = 3{,}94$ kg f. d. Quadratmillimeter. Würde man einen Mafsstab konstruieren, dessen Einheit $\frac{1\text{ mm}}{0{,}146} = 1$ kg für ein qmm ist, so könnte man die Ordinaten direkt in kg f. d. qmm durch Abgreifen am Mafsstabe erhalten.

Fig. 38.

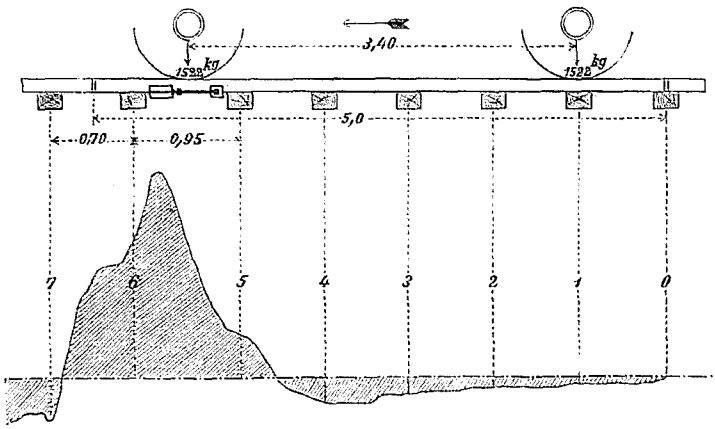
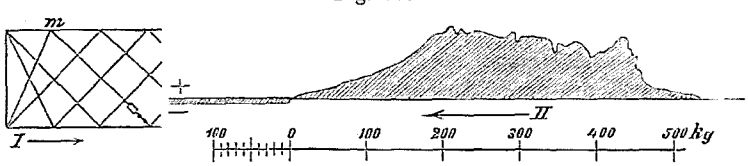


Fig. 39 zeigt ein an einer Zugstrebe mn der Donau-Brücke der österreichischen Nordwestbahn nächst Wien während des Passierens eines Lokalzuges aufgenommenes Diagramm. Der beigezeichnete Mafsstab, der ein Abgreifen der Spannungen gestattet, wurde nach dem besprochenen Prinzipe konstruiert. Es blieb in diesem Falle eine kleine Druckspannung im Stabe zurück, welche sich erst allmählich verlor. Pfeil I bezeichnet die Fahrrichtung des Zuges, Pfeil II die Entstehungsrichtung des Diagramms.

Fig. 39.



Litteratur. Vergleiche auch Litteraturnachweis zu § 36.

Höhenmarken an Brücken der Bahn Kriegsdorf-Römerstadt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 113.

Beurteilung eiserner Brücken aus ihrer Durchbiegung. Deutsche Bauz. 1880, S. 508.

Messung der Durchbiegung. Deutsche Bauz. 1882, S. 423.

Probebelastung der Strafsenbrücke über die Mnr in Graz (Anwendung von Fränkel's Dehnungszeichner). Mitteilnngen des polyt. Klubs in Graz, 1882, S. 1.

Über die Ermittelung der Tragfähigkeit eiserner Brücken. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 417.

Messungen an dem eisernen Pendelpfeiler-Viadukte über das Oschütz-Thal bei Weida. Civiling. 1887, S. 441.

Probebelastung des Viadukts von Garabit (Messung der Durchbiegungen mit Hilfe ausgespannter Drähte). Révue gén. des chemins de fer 1888, Juni, S. 329.

Über die Beobachtung bleibender Formveränderung an eisernen Trägerbrücken mittels Höhen- und Würmemessungen. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 381.

Fuchs. Die eisernen Balkenbrücken im Betriebe, ihre Überwachung nnd deren Ergebnisse. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 196 ff.

§ 35. Baukosten eiserner Brücken. Es hat grofse Schwierigkeiten, die Kosten eiserner Brücken im voraus mit einiger Genauigkeit zu ermitteln, die hierfür aufgestellten allgemeinen Formeln (s. Kap. VII, § 14) insbesondere werden nur Werte liefern, welche von den wirklichen Kosten oft weit entfernt bleiben. Auf die letzteren hat eine grofse Anzahl verschiedener Umstände Einfluss, namentlich ist es von vornherein ausgeschlossen, die Schwankungen der Eisenpreise vorherzusehen, von welchen oben (S. 111) die Rede war. Es bleibt indessen für überschlägliche Berechnungen bei unserer jetzigen Kenntnis der Ausführungskosten kein anderer Weg, als das Eigengewicht des Überbaues auf Grund

der Untersuchungen über die Vorherbestimmung desselben (s. Kap. VII, § 2) annähernd festzustellen und dies Gewicht mit einem mittleren Durchschnittspreis für die Tonne der fertigen Konstruktion zu multiplizieren. Eingehendere Ermittelungen müssen von einer Gewichtsberechnung ausgehen, welche auf Grund eines durchgearbeiteten Entwurfes aufgestellt ist, und haben sich namentlich auf die Kosten zu erstrecken, welche das Material, die Werkstattsarbeiten, die Transporte, das Montierungsgerüst, die Montierungsarbeiten und der Anstrich verursachen. Hierzu ist folgendes zu bemerken.

Über die Eisenpreise und den erheblichen Wechsel in denselben ist bereits in § 5 das Wichtigste gesagt, ferner sind in § 10 über die Kosten der Werkstattsarbeiten Angaben gemacht. Bei Einsetzung von Preisen muſs indessen erwogen werden, ob die gewählte Konstruktion eine einfache oder eine verwickelte Arbeit bedingt. Man berücksichtige z. B., wie verschieden der Einheitspreis ausfallen muſs, je nachdem ein Balkenträger, etwa aus zwei starken I-Trägern und den zugehörigen Querverbindungen bestehend, oder eine in ihren Formen sorgfältig durchgebildete Brücke zur Ausführung kommt.

§ 11 giebt über die Kosten der Anstriche einige Anhaltspunkte; an dieser Stelle erübrigt daher nur, Angaben über die für die Montierung erwachsenden Kosten zu machen. Zuerst kommen die Frachtkosten in Frage, welche in jedem einzelnen Falle hinreichend sicher ermittelt werden können. Was die Kosten der Montierungsarbeit und des Montierungsgerüstes anbelangt, so genügt ein Hinweis auf § 12, um darzuthun, daſs dieselben nur unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse sich von Fall zu Fall mit einiger Genauigkeit bestimmen lassen. Auch dann, wenn hölzerne Montierungsgerüste vorgesehen sind, können die Kosten derselben nach allgemeinen Sätzen nur sehr annähernd ermittelt werden, wie nachgewiesen werden soll.

Die bezüglichen Kostenangaben, welche namentlich in § 18 enthalten sind, sollen zunächst durch einige Beispiele vermehrt werden.

Bei der Brücke über die Save bei Brood[129]) ist der eiserne, aus Parallelfachwerksträgern bestehende Überbau auf provisorischen Holzjochen abgelagert.

Die Brücke hat fünf Öffnungen, in den Endfeldern 80,91 m, in den Mittelfeldern 81,31 m Stützweite. Dieselbe ist für ein Gleis gebaut; zu beiden Seiten desselben sind Fahrstraſsen mit doppelter Bedielung hergestellt. Die Hauptträger sind 9 m hoch und 6,85 m voneinander entfernt. Die in Abständen von je 4 m angebrachten Querträger sind 1 m hoch und werden durch 2 m voneinander entfernte 0,60 hohe Schwellenträger verbunden.

Über die bei der Montierung aufgewendete Arbeit giebt Tabelle I auf S. 224 und 225 Aufschluſs.

Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion für jede Öffnung beträgt durchschnittlich 323 t. Für das Montierungsgerüst einer Öffnung wurden 22000 M. bezahlt, sodaſs auf 1000 kg der fertigen Konstruktion rund 68,1 M. entfallen.

Auf der Streeke Temesvár-Karansebes-Orsova sind im Jahre 1877 148 eiserne Brücken erbaut, welche eine Gesamt-Lichtweite von 1441,8 m ergeben; von diesen sind 130 kleinere mit Lichtweiten bis zu 20 Metern.[130]) Bei Brücken über 12 m Lichtweite wurden Fachwerksträger mit vertikalen Druckstreben in Anwendung gebracht und zwar

[129]) Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Geniewesens 1880, Heft 10 u. 11. — Es wird daran erinnert, daſs bei Umrechnungen der österreichische Gulden gleich 1 M. 60 Pf. gesetzt ist.

[130]) Allg. Bauz. 1880, S. 23.

Tabelle I. **Arbeitsleistungen bei Montierung**

Pos.-No.	No. des Brückenfeldes.	Benennung der Werke und Fabriken.	Zeit der Montierung.	Gesamtzahl der Tag-Arbeits-Schichten: Tage.	Schichten.	Gesamtzahl der beschäftigten Nietkolonnen à 5 Mann.	Anzahl der geschlagenen Niete pro Partie und Tag.	Summe der am Bauplatz geschlagenen Niete.	Akkord-Betrag für das Schlagen der Niete pro Stück 8 Pf. M.
1	I.	Industrie-Verwaltung Teschen .	$^{20}/_{4}$ bis $^{8}/_{6}$	38,1	2542	116	236	27370	2190
2	II.	Eisenwerk Wittkowitz	$^{27}/_{4}$ „ $^{10}/_{6}$	47,1	3252	109	276	30127	2410
3	III.	Maschinen-Fabrik Körösi-Graz .	$^{17}/_{3}$ „ $^{11}/_{6}$	50,7	2065	119	241	28730	2298
4	IV.	Eisenindustrie-Gesellschaft Prag	$^{7}/_{4}$ „ $^{3}/_{6}$	54,9	2538	149	193	28646	2292
5	V.	Eisenwerk Zöptau	$^{23}/_{4}$ „ $^{10}/_{6}$	52,4	3165	150	187	28053	2244
		Durchschnittlich . .		48,6	2712,4	129	226	28585	2287

war das Fachwerkssystem bis zu 40 m Lichtweite ein einfaches, über 40 m ein doppeltes oder dreifaches. Die Gurtungen wurden stets gerade gehalten, nur die schiefe Brücke über die Belareka mit 69,736 m Lichtweite erhielt gerade Fachwerksträger mit parabolisch gekrümmten Enden der Obergurten.

In Tabelle II auf S. 226 sind die Spalten 1 bis einschl. 12 der unten angegebenen Quelle entnommen; Spalte 13 ist nach den beigefügten Querprofilen festgesetzt, während Spalte 15 nach den beigegebenen Tafeln durch Abgreifen mit dem Zirkel ermittelt ist, mithin auf Genauigkeit keinen Anspruch machen kann. Die Angaben über Kosten des Montierungsgerüstes, sowie über die verwendeten Tagesschichten sind dem Verfasser s. Z. gütigst überlassen (Spalte 17, 21, 22); in den übermittelten Aufzeichnungen finden sich aber keine Angaben über gezahlte Löhne. Um diesem Mangel in etwas abzuhelfen, ist angenommen, dafs, wie bei der Brücke über die Save im Durchschnitt auf 4 Schmiede 1 Gehilfe komme und in Übereinstimmung mit den dort gezahlten Löhnen der mittlere Tagelohnsatz mit 3 M. 70 Pf. angesetzt. Unter Zugrundelegung dieser allerdings etwas willkürlichen Annahme sind die übrigen Spalten berechnet worden.

Bei einer Verwendung der in Tabelle I und II ermittelten Durchschnittssätze müfsten bei den Montierungsarbeiten noch etwa 20 % Zuschlag für Feuerung, Geräte, Verluste u. s. w. angesetzt werden. Die Kosten weichen indessen, wie ein Blick auf die Tabellen zeigt, bei den einzelnen Bauwerken so sehr voneinander ab, dafs allen auf diese oder ähnliche Weise ermittelten Durchschnittszahlen kein grofser Wert beigemessen werden kann. Wir unterlassen es daher, Angaben über Kosten der Montierungsgerüste u. s. w., wie sie in einzelnen Handbüchern gegeben sind, so z. B. in Osthoff, Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenanschlägen, Leipzig 1879, hier zu wiederholen. Wenn es sich indessen um feste Gerüste und um eine specielle Veranschlagung handelt, so lassen sich die betreffenden Kosten auf Grund eines Entwurfes und unter Benutzung der Angaben, welche in Kap. III, § 35 gemacht sind, mit einiger Zuverlässigkeit ermitteln. Man vergleiche auch Tafel I der zweiten Abteilung, F. 27.

Die Brückenbau-Anstalten geben über die ihnen bei Brückenausführungen wirklich erwachsenen Kosten gemeinhin keine Auskunft und pflegen überhaupt aus Konkurrenzrücksichten den Geldpunkt geheimnisvoll zu behandeln. Allerdings müssen dieselben in jedem einzelnen Falle eingehende Berechnungen anstellen, aber die Annahmen bei diesen Preisansätzen beruhen, soweit es sich namentlich um die Werkstatts- und Montierungsarbeiten handelt, auf eigener Erfahrung.

der Brücke über die Save bei Brood.

Anzahl der Arbeitstage für die Aufstellung ohne Vernietung.	Täglich versetztes Material pro Arbeiter ohne Vernietung. kg	Anzahl Arbeitstage mit durchschnittlichem Lohnsatze: Schmiede 3 M. 84 Pf. Anzahl.	Schmiede 3 M. 84 Pf. M.	Gehilfen 3 M. 12 Pf. Anzahl.	Gehilfen 3 M. 12 Pf. M.	Totalbetrag sämtlicher Arbeitslöhne M.	Gewicht der Eisen-Konstruktionen kg	Entfallender Betrag pro 100 kg M.	Pf.	Gesamtarbeitsleistung in Prozenten nach Geldbetrag: für das Nieten nach %.	für die Montierung allein %.
1962	164	1241	4765	721	2250	9205	323228	2	85	23,8	76,2
2716	119	1843	7077	873	2724	12211	322698	3	78	19,7	80,3
1470	220	1301	4996	169	527	7821	322677	2	42	29,4	70,6
1793	180	1685	6470	108	337	9099	324468	2	80	25,2	74,8
2415	134	2013	7730	402	1254	11228	322733	3	48	19,9	80,1
2071	163	1816	6280	454	1418	9913	323161	3	07	23,6	76,4

Durch gütige Vermittelung erhielt der Verfasser die in Tabelle III, S. 227 aufgeführte Vor- und Nachkalkulation einer grofsen eisernen Überbrückung. Nähere Angaben über das betreffende Bauwerk sind nicht gemacht; es ist nur gesagt, dafs es sich um eine Brücke ersten Ranges handele, für welche über 5000000 kg Schmiedeisen verwendet worden sind. Die einzelnen Spalten konnten nur insoweit ausgefüllt werden, wie dies in der Vorlage geschehen ist. Ist somit das Beispiel auch nicht vollständig, so gewährt es doch genügenden Anhalt, um die Art und Weise der vergleichenden Berechnungen über voraussichtlich erwachsende und thatsächlich gezahlte Kosten, wie solche in gröfseren Brückenbau-Anstalten vorgenommen werden, erkennen zu lassen.

Die in diesem Kapitel gebrachten Kostenangaben (einschliefslich der in der ersten Auflage desselben enthaltenen) sind in Tabelle IV, S. 227 zusammengestellt. Angaben über die Verteilung der Kosten auf die einzelnen Arbeiten finden sich nur selten; die betreffenden Zahlen, welche in Tabelle V, S. 228 aufgenommen sind, zeigen grofse Verschiedenheiten.

Die Tabelle IV ergänzend sei über Gewicht und Kosten des Bleies bemerkt, dafs beispielsweise bei der Erdre-Brücke 3400 und bei der Unterspree-Brücke in Berlin 4600 kg mit einem Preise von 0,52 bezw. 0,64 Mark f. d. kg verwendet sind. Eine Angabe über Rotguss liegt für die Grofse-Weser-Brücke in Bremen vor, bei deren beweglichen Teilen 835 kg Rotguss, das Kilogramm 6,6 M. kostend, gebraucht wurden.

Aus anderweit veröffentlichten Kosten-Zusammenstellungen sind nachstehende besonders beachtenswert.

Auf der Arlberg-Bahn[131]) sind die Brücken in Schweifseisen ausgeführt; es kostete die Tonne auf der Thalbahn 396,8 M., auf den Rampenstrecken 475,2 M.; dieser Preis ist ein Durchschnittspreis für Schweifseisen, Gufseisen, Stahl und Blei und umfafst auch die Kosten für Montierungsgerüste und Anstrich. Es sind ausschliefslich Balkenbrücken zur Anwendung gekommen; die Brücken von 2 bis 13 m Stützweite, deren im ganzen 103 Stück vorkamen, haben Bleebbalkenträger erhalten; die gröfseren Spannweiten sind durch Fachwerksträger (Halbparabelträger) überbrückt (auf der Thalbahn 2, auf der Rampenbahn 15 Stück). Über Materialverbrauch und Kosten geben die Tabellen VII und VIII, S. 229 bis 231 Aufschlufs.

[131]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 84.

Tabelle II. **Kosten der Montierung eiserner Brücken der Bahn Temesvár-Karansebes-Orsova.**

1. No.	2. 3. Bezeichnung der Brücke und Richtung derselben gegen die Bahnachse.	4 Konstruktionsart.	5. Lage der Fahrbahn gegen die Brückenträger.	6. Anzahl der Öffnungen	7. 8. Stützweite (*S*) in Metern: senkrecht	in der Richtung der Brückenachse	9. Größte Höhe der Hauptträger m	10. 11. 12. Gewicht des in Tonnen: Schmiedeisens	Gufseisens	zusammen	13. Abstand der Trägeraufsenkanten (*A*) m	14. Bedeckte Fläche (*S* × *A*) qm	15. Höhe von Terrain bis Trägeruntorkante (*H*) m	16. Stützweite mal Höhe (*S* × *H*) qm	17. Kosten der Montierungsgerüste M.	18. 19. 20. Kosten des Montierungsgerüstes in Mark: pro t der fertigen Konstruktion	pro qm bedeckter Fläche (*S* × *A*)	pro qm Ansichtsfläche (*S* × *H*)	21. Dauer der Montierung Tage	22. Verwendete Tagesschichten	23. Lohn à 3,7 M. pro Tagesschicht M.	24. Kosten der Löhne der Montierung pro Tonne der fertigen Konstruktion M.
1	Globbach-Brücke II schief 40°	Fachwerk, kontinuierlich über 2 Öffnungen	zwischen den Trägern	2	16,31 16,31	25,38 25,38	2,73	51,8	3,6	55,4	5,14	261	3,7	188	2326	42,0	8,9	12,4	22	565	2091	36
2	Temes-Brücke VIII senkrecht	Fachwerk	auf den Trägern	1	26,07	26,07	2,58	24,6	1,8	26,4	2,32	60	4,2	110	800	30,3	13,3	7,3	23	355	1313	50
3	Temes-Brücke II . senkrecht	Fachwerk, kontinuierlich über 2 Öffnungen	zwischen den Trägern	2	26,20 26,20	26,20 26,20	2,73	55,8	3,4	59,2	4,95	259	4,2	220	2626	44,3	10,1	12,0	20	560	2072	35
4	Cerna-Brücke . . . schief 47°	Fachwerk, kontinuierlich über 2 Öffnungen	auf den Trägern	2	21,38 21,38	29,23 29,23	2,80	55,0	2,8	57,8	2,32	136	5,5	322	3568	61,5	26,2	17,1	33	1014	3752	65
5	Domasnia-Brücke II schief 00°	Fachwerk	zwischen den Trägern	1	31,18	36,01	3,70	48,1	1,9	50,0	4,94	178	4,3	155	683	13,7	3,9	4,4	20	621	2298	46
6	Temes-Brücke V . . senkrecht	Fachwerk	auf den Trägern	1	41,20	41,20	3,74	54,8	2,2	57,0	3,07	126	15,6	643	7200	126,3	57,1	11,2	42	621	2298	43
7	Belareka-Brücke II senkrecht	Fachwerk	versenkt	1	41,20	41,20	3,70	59,7	2,2	61,9	2,80	115	5,5	227	1665	26,9	14,5	7,3	22	680	2516	26
8	Temes-Brücke IV . schief 60°	Fachwerk	auf den Trägern	1	41,98	48,48	4,71	89,7	6,3	96,0	3,36	163	12,3	596	3360	35,0	20,6	5,6	51	1578	5839	60
9	Temes-Brücke III . schief 60°	Fachwerk	auf den Trägern	1	51,31	59,25	5,66	126,4	7,3	133,7	3,36	199	9,8	581	2352	17,5	11,8	4,0	50	2092	7740	58
10	Belareka-Brücke I . schief 35°	Fachwerk mit parabolischen Enden	zwischen den Trägern	1	41,41	72,20	8,36	181,4	7,3	188,7	5,40	390	5,5	397	6644	35,2	17,0	16,7	54	2105	7789	41
															im Durchschnitt . .	43,3	18,3	9,8				46

Tabelle III. **Vor- und Nach-Kalkulation des Überbaues einer Brücke.**

Klassifizierung.	Vor-Kalkulation pro 1000 kg: Schmiedeisen M.	Pf.	Gufseisen M.	Pf.	Stahl M.	Pf.	Blei M.	Pf.		Nach-Kalkulation pro 1000 kg: Schmiedeisen M.	Pf.	Gufseisen M.	Pf.	Stahl M.	Pf.	Blei M.	Pf.
Material	174	—	263	—	300	—	500	—		175	—	260	—	256	50	400	—
Löhne in der Werkstatt	37	—	—	—	—	—	—	—		33	—	—	—	—	—	—	—
Hobel- und Biegelöhne										6	—	—	—	—	—	—	—
Anteilige Kosten für Maschinen, Geräte u. s. w.	37	—	—	—	—	—	—	—		33	—	—	—	—	—	—	—
Montage	38	—	38	—	38	—	38	—		40	—	40	—	40	—	40	—
Gerüst	30	—	30	—	30	—	30	—		25	—	25	—	25	—	25	—
Beizen	4	—	—	—	—	—	—	—		3	—	—	—	—	—	—	—
Anstrich	9	—	9	—	9	—	—	—		7	—	7	—	7	—	—	—
Reise der Mannschaft	2	—	2	—	2	—	2	—		1	—	1	—	1	—	1	—
Bahnfracht, Landfracht, Wasserfracht, Assekuranz	35	—	35	—	35	—	35	—		30	—	30	—	30	—	30	—
Zoll	—	—	—	—	—	—	—	—		—	65	—	65	—	65	—	65
Stempelkosten	—	—	—	—	—	—	—	—		—	50	—	50	—	50	—	50
Provision	—	—	—	—	—	—	—	—		1	80	1	80	1	80	1	80
M.	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—
... % Generaluukosten	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—
M.	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—
... % Gewinn	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—
Summa M.	—	—	—	—	—	—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—

Klassifizierung wie bei der Vor-Kalkulation. (Generalunkosten 5 %.)

Abgegebene Offerte:
Durchschnittspreis pro 1000 kg ...

Preis pro 1000 kg laut Vertrag ...

Tabelle IV. **Kosten des Eisenwerkes verschiedener Brücken.**

Bezeichnung der Brücke.	Jahr der Erbauung.	Gewichte in Tonnen: Schweifseisen	Stahl	Gufseisen	zusammen	Kosten der fertigen Konstruktion Mark f. d. Tonne: Schweifseisen	Stahl	Gufseisen	zusammen
1. Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn	1875	3090	20	74	3184	—	—	—	670
2. Obere Mosel-Brücke bei Diedenhofen	1883	—	—	—	560	325,0	700,0	260,0	—
3. Angelrodaer Viadukt	1878	239	2	11	252	—	—	—	323
4. Elb-Brücke bei Rofslau	1885	—	—	—	750	—	—	—	280
5. Brücke über den Lek bei Kuilenburg	1867	etwa 1/15 ist Stahl			4900	—	—	—	648
6. Trisana-Viadukt	1882	463	20	—	483	—	—	—	560
7. Varrugas-Viadukt	1872	536	68	—	604	—	—	—	907
8. Waag-Brückc bei Tornocz	1878	—	—	—	190	—	—	—	344
9. Iglava-Viadukt	1870	—	—	—	—	—	—	—	656
10. Grofse-Weser-Brücke bei Bremen	1867	959 114	—	42 28	1143	391,4 726,0	—	330,0 396,0	400
11. Brücke über den Kentucky-Flufs	1875	—	—	—	1652	—	—	—	580
12. Neckar-Brücke bei Jaxtfeld	1868	476	21	46	542	433,5	680,0	289,0	431
13. Margarethen-Brücke bei Budapest	1874	5110	600	—	5710	—	—	—	630
14. Erdre-Brücke	1877	920	19	37	976	392	800	272	424
15. Schwarzwasser-Brücke	1881	—	—	—	430	—	—	—	364
16. Javroz-Brücke	1878	—	—	—	205	—	—	—	360
17. Kirchenfeld-Brücke	1882	—	—	—	1344	—	—	—	422
18. Unterspree-Brücke in Berlin	1865	152	—	46 147	345	635	—	360 240	433
19. Eisenbahnbrücke bei Koblenz	1863	—	—	--	—	—	—	—	450
20. Hängebrücke auf Bahnhof Gotha	1872	57	—	21	78	625	—	450	579
21. Eiserner Steg über den Main bei Frankfurt	1869	—	—	—	237	—	—	—	475
Gezahlt wurde mithin im mittleren Durchschnitt rund									500

Bemerkungen: Zu 1. Die Gewichte sind in ungerundeten Zahlen gegeben.
Zu 9. Einschl. 80 M. für Zoll auf benrbeitetes Schmiedeisen.
Zu 10. Die verschiedenen Preise für Schmiedeisen u. s. w. sind durch gröhere und feinere Arbeiten hedingt.
Zu 14. Aufser den eingesetzten Einheitspreisen entfielen für Nebenrheiten 27650 M., daher der höhere Durchschnittspreis von 424 M.
Zu 18. Bearbeiletes uud unbearbeitetes Gufseisen.

Tabelle V. **Einzelheiten zu Tabelle IV.**

Bezeichnung der Brücke.	Materialkosten	Werkstattslöhne	Montierungsgerüst	Montierungsarbeiten	Frachten u. s. w.	Verschiedenes
	f. d. Tonne der fertigen Konstruktion Mark					
1. Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn	240,0		36,0	86,0	197,4	—
2. Obere Mosel-Brücke bei Diedenhofen	—	—	33,7		—	—
3. Warthe-Brücke bei Posen (Gewicht des Eisenwerks 298 t).	—	—	40,0	—	—	—
4. Trisana-Viadukt	—	—	115,4	—	—	—
5. Varrugas-Viadukt	681,0		52,0	65,0	109,0	
6. Iglava-Viadukt	—	—	—	—	—	für Hinüberschleifen 57,60
7. Schwarzwasser-Brücke	—	—	83,8	—	—	—

Beachtenswert sind die Untersuchungen über Baukosten eiserner Brücken, welche Rziha in Eisenbahn-Unter- und -Oberbau, Band II (Wien 1877) anstellt. Derselbe giebt über die Kosten städtischer eiserner Brücken in London, Paris, Wien und Pest die auszugsweise aufgenommene Tabelle VI. Diese Kosten sind auf ein Quadratmeter Überbrückungs-Grundfläche reduciert, was bei städtischen Strafsenbrücken wegen der verschiedenen Breite empfehlenswert ist. Ein Vergleich der Durchschnittskosten mit den Durchschnittskosten steinerner Brücken in den genannten Städten fällt zu Gunsten der letzteren aus. — Die Baukosten der Brücken der Stadt Wien insbesondere behandelt eine Tabelle auf S. 278 des genannten Werkes. — Endlich findet man auf S. 303 desselben Angaben über die Hauptdimensionen und die Kosten grofser älterer und neuerer eiserner Brücken; die betreffenden Zahlen lassen erkennen, welche grofse Fortschritte der Bau solcher Brücken seit der Mitte des laufenden Jahrhunderts gemacht hat.

Tabelle VI. **Gesamtkosten städtischer eiserner Brücken.**
(Die Länge der Brücken ist zwischen den Widerlagern gemessen.)

Bezeichnung der Brücke.	Stadt.	Bau-Beginn.	Länge	Breite	Preis f. d. qm Brücken-Grundfläche in runden Zahlen
			Meter		M.
1. Pont d'Arcole	Paris	1855	80,0	20,4	470
2. Pont de Solferino	»	1858	126,5	20,0	290
3. Pont St. Louis	»	1861	64,0	16,0	430
4. Hammersmith-Brücke	London	1824	223,33	9,14	700
5. Hungerford-Brücke	»	1841	412,24	4,27	990
6. Leopolds-Brücke	Wien	1864	30,34	12,00	300
7. Pilgram-Brücke	»	1865	31,28	20,18	230
8. Tegetthoff-Brücke	»	1870	35,08	18,96	640
9. Brigitta-Brücke	»	1870	65,08	19,00	370
10. Kaiser Joseph-Brücke	»	1872	58,30	19,00	350
11. Sophien-Brücke	»	1872	65,10	19,00	420
12. Augarten-Brücke	»	1872	58,30	20,60	430
13. Margarethen-Brücke	Pest	1872	528,73	16,75	850
Durchschnitt		—	—	—	500

Tabelle VII. **Brücken der Arlberg-Bahn. Strafsenbrücken mit eisernem Überbau.**

No.	Gegenstand.	Reichsstrafsen-übersetzung bei km 42,343 Innsbruck-Landeck.	Reichsstrafsen-übersetzung bei km 135,015 Landeck-Biudonz	Strafsenbrücko bei Filtsch km 87,7 Landeck-Bludenz.	Überfahrtsbrücke über die Station Daluas Landeck-Bludenz.	Übergangsstog in der Station Bludenz Landeck-Bludenz.	Strafsenbrücke über den Inn bei Imst Innshrock-Landeck.
1	Lichtweite in der Brückenachse . . . . . m	6,0	7,83	28,0	38,0	20,0	65,0
2	Stützweite . . . . . m	6,5	8,6	29,0	39,0	20,8	66,22
3	Winkel der Brückenachse zur Gleisachse	90°	50°	90°	90°	90°	90°
4	Art der Konstruktion	8 Hnupttrügor, einzeln lagernd	5 Haupttrüger, einzeln lagernd	Halbparnbelträger, Bahn „unton“	Halbparnbelträger, Bahn „unten“	Halbparabelträgor, Bahn „unten“	Hulbparnbelträger, doppeltes System, Bahn „unton“
5	Fahrbahnbreite . . . . . m	6,19	6,5	0,35 + 2,65 + 0,35	2,5	—	0,5 + 4,4 + 0,5
6	Verhältnis der Trägerhöhe in der Mitte zur Stützweite	$\frac{1}{24,7}$	$\frac{1}{19,5}$	$\frac{1}{7,25}$	$\frac{1}{9,75}$	$\frac{1}{8,66}$	$\frac{1}{8,28}$
7	Konstruktion der Fahrbahn	Schotter über Zores-Eisen	Schottor über Zores-Eisen	Brückenstren auf Langhölzern	Schottor über Zores-Eisen	Bohlenbelag auf Querträgern	Bohlenbelag auf eisernen Längs-trägern
8	Schweifseisen samt Geländer auf der Brücke, pro m Stützweite	1189	1465	623	588	477	1506
9	Schweifseisen, Gesamtgewicht . . . . . kg	7729	12602	18070	22926	18304	99716
10	Gufseisen . . . . . kg	286	288	280	564	1308	2791
11	Stahl . . . . . kg	—	—	—	49	—	59
12	Blei . . . . . kg	—	—	—	288	20	522
13	Holz bei hölzerner Fahrbahn . . . . . cbm	—	—	29	3	75	85
14	Kosten des Brückenbelags bezw. der Beschotterung M.	3070	3070	1992	280	518	3645
15	Kosten des eisernen Überbaues . . . . . M.	2968	5710	7878	11024	7842	47432
16	Gesamtkosten des Bauwerkes . . . . . M.	7006	12728	14630	12736	9898	67513

Tabelle VIII. **Brücken der Arlberg-Bahn.**

No.	Gegenstand.	Brücke: Lawinengang km 113,325	Mason-Bach km 127,944	Mühltobel km 119,700	Winkeltobel km 129,347	Giangtobel km 117,029	Grubsertobel km 131,808	Rosana-Bach km 98,130
1	Lichtweite in d. Konstruktionsachse m	13,86	13,86	14,4	14,4	16,55	16,56	25,0
2	Stützweite . . . . . m	15,42	15,42	15,42	15,42	17,55	17,75	26,1
3	Winkel oder Widerlager zur Konstruktionsachse	60°	60°	90°	90°	60°	65°	90°
4	Richtung der Bahnachse	Ü. Dr. $R = 250$	gerade	gerade	$R = 250$	Ü. Br. $R = 250$	$R = 500$	$R = 250$
5	Art der Konstruktion	Halbparabelträger mit Diagonalen aus Winkeleisen				dosgl. mit steifen Diagonalen	Fischbauchträger mit Druckdiagonalen	
6	Lage der Bahn auf der Konstruktion	unten	unten	unten	unten	unten	oben	versenkt
7	Verhältnis der Trägerhöhe in der Mitte zur Stützweite	$\frac{1}{6,7}$				$\frac{1}{6,95}$	$\frac{1}{6,34}$	$\frac{1}{6,2}$
8	Schweifseisen samt den Geländern kg f. d. qm	992	970	1 008	1 035	1 114	671	1 279
9	Schweifseisen im ganzen . . kg	15 293	14 952	15 550	15 960	19 555	11 906	33 376
10	Gufseisen im ganzen . . . . kg	421	421	275	275	273	327	830
11	Stahl im ganzen . . . . . kg	—	—	—	—	—	—	80
12	Blei im ganzen . . . . . kg	—	—	—	—	—	—	267
13	Kosten des eisernen Überbaus . M.	7 211	7 053	7 291	7 480	9 149	5 614	15 952
14	Kosten der Geländer . . . . M.	88	29	115	67	56	386	114
15	Kosten des Brückenbelags . . M.	949	982	971	1 241	992	1 333	1 330
16	Gesamtkosten . . . . . M.	14 698	10 165	24 482	12 304	14 240	20 133	33 432
17	Kosten f. d. qm verbauter Fläche M.	74	123	189	125	128	51	90

Litteratur,
Baukosten eiserner Brücken betreffend.

(Es ist zunächst auf einige Stellen dieses Handbuches zu verweisen: Im ersten Bande Kap. I, S. 126 sind verschiedene Angaben über die Baukosten von Brücken behufs genereller Veranschlagung derselben gemacht. Man findet ferner im vorliegenden zweiten Bande, Kap. IV, S. 457 einen Vergleich der Kosten hölzerner und eiserner Eisenbahnbrücken und in Kap. XV, § 11 Angaben über die Kosten eiserner Pfeiler und eiserner Viadukte.)

Brücken in Frankreich. Ann. du génie civil 1874, S. 253.

Rziha. Baukosten der gröfseren städtischen Brücken in Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1877, S. 4.

v. Kaven. Anleitnng zum Projektieren von Eisenbahnen. Aachen 1878, S. 84—87. (Kosten eiserner Brücken der schweizerischen nnd der hannoverschen Eisenbahnen.)

Brücken der Moselbahn. Deutsche Banz. 1879, S. 223.

v. Kaven. Banstatistik einer ansgeführten Eisenbahn. Aachen 1880, S. 21. (Kosten der Brücken und Viadukte der von Nördling erbauten Babnstrecke Murat-Vic sur Cère.)

Kosten der Brücken der Bahn Berlin-Wetzlar. Zeitsehr. f. Banw. 1880, S. 242, 441.

Winkler. Reisenotizen über Brücken in Norwegen. Woehenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 115, 128.

Bahnbrücken mit Fachwerksträgern.

über den Rosana-Bach km 87,940	Rosana-Bach km 98,360	Stolzistobel km 117,390	Rosana-Bach km 88,447	Rosana-Bach km 91,903	Pitza-Bach km 53,400	Schauertobel km 126,08	Inn km 73,700	Ölz-Brücke km 47,600	Trisnna-Viadukt km 80,059
26,0	26,0	26,0	36,0	36,0	40,0	40,0	2 × 10,0 gew. 60,0 7 × 11,0 gew.	18,0 80,0 18,0	4 × 9,0 gew. 115,4 4 × 9,0 gew.
27,0	27,2	27,2	37,6	37,6	41,4	41,4	61,6	19,0 81,8 19,0	120,0
90° gerade	90° $R = 250$	90° $R = 250$	48°26'1" Ü. Br. $R = 250$	43°22' gerade	90° gerade	90° $R = 500$	90° gerade	90° gerade	90° gerade
Halbparabelträger mit schlaffen Diagonalen							Fischbauchträger mit Druckdiagonalen	Parallel- und Halbparabelträger mit schlaffen Diagonalen	Halbparabelträger mit schlaffen Diagonalen (zweifaches System)
unten	unten	unten	unten	unten	unten	unten	versenkt	oben unten oben	unten
$\frac{1}{6,8}$	$\frac{1}{6,6}$	$\frac{1}{6,8}$	$\frac{1}{5,96}$	$\frac{1}{5,90}$	$\frac{1}{6,9}$	$\frac{1}{6,9}$	$\frac{1}{6,1}$	$\frac{1}{9,05}$ $\frac{1}{6,52}$ $\frac{1}{9,05}$	$\frac{1}{7,74}$
1 266	1 357	1 357	1 776	1 604	1 603	1 717	2 105	841 2 507 841	3 878
34 439	36 913	36 913	66 766	60 322	66 361	71 109	129 656	236 993	405 312
830	830	830	2 933	2 933	2 955	2 955	7 439	8 100	—
80	80	80	59	59	59	59	1 170	1 170	19 257
267	267	267	522	522	522	522	2 132	2 132	2 390
16 445	17 594	17 594	32 184	29 194	27 461	34 142	64 470	96 130	243 971
98	96	85	75	59	75	154	1 280	50	1 046
1 554	1 592	1 778	2 494	2 206	2 086	2 776	2 630	5 923	7 880
27 755	34 329	25 970	44 819	38 707	50 254	68 914	161 602	134 984	512 976
117	101	155	123	141	154	70	48	61	46

Litteratur,
Baukosten eiserner Brücken betreffend.

Kosten einiger russischen Brücken. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 333.

Kosten der norwegisohen Pendelbrüoken. Deutsche Bauz. 1884, S. 293.

M. M. von Weber. Die Schule des Eisenbabnwesons. 4. Anfl., Leipzig 1885, S. 291. (Angaben über die Baukosten grofser Eisenbahnbrücken.)

Mossorschmidt. Kalkntation der Eisenkonstruktionen. 1885.

Javroz-Brücke (Bogenbrüoke). Deutsche Bauz. 1885, S. 546.

Kostenvergleiche boi Eisenkonstruktionon. Deutsche Bauz. 1886, S. 98.

Eingleisige Eisenbahnbrücke über don Masnedsuud in Dänemark (mit Drehbrücke). Zeitsehr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 651. Mit Abbild. — Zeitsehr. d. Arch.- n. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 268.

Wasserdruok-Rollbrücke. — Angaben auch über die Kosten des Bewegungs-Mechanismus. Ann. des travaux publics do Belgique. Bd. XII, 1883, S. 397. — Zeitsehr. d. Arch.- n. Ing.-Ver. zu Hannover 1888, S. 319.

Vor Besprechung der Unterhaltung ist, wie ähnliches auch im III. Kapitel dieses Werkes hinsichtlich der steinernen Brücken geschah, auf die von Zeit zu Zeit vorkommenden Einstürze eiserner Brücken hinzuweisen und auf die nachdrücklichen Lehren, welche sich sowohl für den Bau, wie für den Betrieb aus Zerstörungen und erheblichen Beschädigungen derartiger Bauwerke ableiten lassen. Hierauf näher einzugehen würde indessen zu weit führen, die gesammelten einschlägigen Litteratur-Notizen mögen aber immerhin eine Stelle finden.

Litteratur,
Einsturz und gröfsere Beschädigungen eiserner Brücken betreffend.

Vergleichung der zu Augers eingestürzten Kettenbrücke mit der Kettenbrücke über den Neckar zu Mannheim. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1852, S. 450.

Einsturz der Hängebrücke zu Arganda. Revista de obras publicas 1860.

Einsturz der Hängebrücke von Mirabel. Civ.-Ing. Bd. VIII, Heft 8. — Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 135.

Einsturz einer eisernen Strafsenbrücke unter einer Dampfwalze. Engineer 1869, No. 690.

Einsturz der Boatford-Hängebrücke. Engineer 1871, Sept. S. 177.

Einsturz der Drahtseilbrücke nach der St. Louis-Insel in Paris während Erneuerung der Drähte. Nouv. ann. de la constr. 1872, S. 114.

Einsturz der Rock River-Strafsenbrücke zu Dixon, Illinois, durch Menschengedränge. Scientific American 1873, Mai, S. 321.

Einsturz eines Feldes einer Brücke bei Waterbury während der Probebelastung. Iron 1874, 26. Dez.

Einsturz eines Teiles einer eisernen Strafsenbrücke während des Baues. Journ. of the Amer. Soc. of civ. eng. 1876, März.

Schwere Beschädigung einer Brücke über den Tennessee-Flufs durch Sturm. Engineer 1876, Sept. S. 223.

Einsturz einer Eisenbahnbrücke bei Norwood Junction unter einer schweren Lokomotive. Engineer 1877, Febr., S. 118.

Einsturz des Mittelfeldes der Gerüstbrücke über den kleinen Miami-River. Engng. 1877, Aug., S. 205. — Railroad Gaz. 1877, Aug., S. 377.

Einsturz der Ashtabula-Brücke. Engineer 1877, März, S. 175. — Scientific American 1877, März, S. 192; daselbst Suppl. S. 899 u. 961. — Engng. 1877, Mai, S. 352.

Einsturz eines Teiles der Tay-Brücke im Jahre 1879, s. Kap. XV, S. 82.

Einsturz der Missouri-Brücke bei St. Charles. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 77.

Einsturz der Douarnenez-Brücke während ihrer Erbauung. Scientific American, Suppl. 1884, Febr. S. 6745.

Einsturz der Strafsenbrücke von Haag-Salez während der Probebelastung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 341. — Schweiz. Bauzeitung 1884, Nov., S. 136. — Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 548.

Einsturz der Strafsenbrücke über die Töfs während der Probebelastung. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 171 u. 183.

Einsturz der Brücke über die Brandywine-Schlucht bei Philadelphia. Engng. 1885, März, S. 248.

Zerstörung der Callow Hill Street-Brücke in Philadelphia durch Rost. Deutsche Bauz. 1885, S. 623.

Einsturz eines eisernen Steges zu Chatham unter einer mäfsigen Belastung durch Menschen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, No. 42.

Beschädigung der Eisenbahnbrücke über die Saar durch entgleiste Lastwagen. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 126.

Einsturz der Kettenbrücke über die Ostrawitza. Deutsche Bauz. 1885, S. 455. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 308.

Einsturz einer Eisenbahnbrücke der Salzburg-Tiroler Bahn zwischen Hopfgarten und Wörgl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 352.

Einsturz der Tin-Brücke der Boston-Providence-Bahn unter einem Zuge. American engineer 1887, April, S. 123.

D. Unterhaltung der Brücken.

§ 36. Revision eiserner Brücken. Alle eisernen Brücken sind regelmäfsig wiederkehrenden Prüfungen zu unterwerfen, welche sich auf die genaue Untersuchung sowohl des Mauerwerks wie des Eisenwerks erstrecken sollen. Hierbei ist dem Anstriche besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden. Das Gesamtverhalten der Träger ist durch Biegungsprüfungen (vergl. § 34) festzustellen.

Als Hauptursachen, welche eine Überanstrengung des Materials einzelner oder mehrerer Konstruktionsglieder herbeiführen können, sind zu bezeichnen[132]):

1. Ungenügende Dimensionen der Konstruktionsglieder, unzureichende Konstruktion der Anschlufsverbindungen u. derartiges;
2. Unrichtigkeiten in der Höhenlage der Stützpunkte bei kontinuierlichen Balkenträgern; Differenzen der Spannweiten zwischen den Pfeilern und der ursprünglichen Sehne des Metallbogens bei Bogenträgern mit weniger als drei Gelenken;
3. Fehler des Konstruktionsmaterials und Arbeitsmängel;
4. Rostbildung;
5. Sekundärspannungen in der Ebene der Tragwände, veranlafst durch die Steifheit der Verbindungen;
6. Sekundärspannungen normal zur Trägerebene, infolge excentrischer Kraftübertragung durch die Querträger und die Biegung der letzteren;
7. Einflüsse der Temperaturdifferenzen;
8. Montierungsspannungen infolge des zwangsweisen Einfügens einzelner Konstruktionsglieder;
9. die schädlichen Einwirkungen des Transportes fertig montierter Brücken durch Überschiebung;
10. Einfluſs der Zeit, des Alters.

In Bezug auf den letzten Punkt ist es, wie von Brik angenommen wird, möglich, dafs anfangs unmefsbar kleine, bleibende Längenänderungen der Konstruktionsteile sowohl durch die fortwährende Wirkung des Eigengewichtes als durch die von Schwingungen begleiteten und unzählig oft wiederholten zufälligen Belastungen in ihrer Summierung endlich zu einer mefsbaren Gröfse anwachsen und dafs, sobald die letztere eine gewisse Grenze erreicht, eine bleibende Veränderung bemerkbar wird. Die frühere Annahme indessen, dafs durch die wiederholten Schwingungen und Stöfse Struktur-Änderungen eintreten müfsten, welche in absehbarer Zeit eine Zerstörung der Brücke im Gefolge hätte, ist bis jetzt mit irgendwelcher Sicherheit nicht bestätigt worden. Bestimmte Erfahrungen über die Dauer der eisernen Brücken sind bislang nicht gemacht. Werden dieselben gut unterhalten, d. h. wird für baldige Auswechselung schadhafter Niete u. s. w. gesorgt, um eine Überanstrengung einzelner Konstruktionsteile zu verhüten, wird namentlich auch der Anstrich regelmäfsig erneuert und eine sofortige Beseitigung von Roststellen vorgenommen, so liegen nirgends Anzeichen vor, welche auf eine bestimmte Begrenzung der Dauer schliefsen lassen.[133]) So hat beispielsweise die

---

[132]) Brik. Über die Erkenntnis abnormaler Zustände an eisernen Brücken. Wien 1887.

[133]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. IX. Supplementband. Wiesbaden 1884.

Berlin-Hamburger Bahn mit verschiedenen Eisenteilen von Brücken, welche 37 Jahre im Betriebe waren, Biege-, Bruch- und Zerreifsproben anstellen lassen, welche eine noch vorzügliche sehnige Struktur und grofse Festigkeit und Zähigkeit der Materials ergeben haben. Überhaupt sind durchweg in denjenigen Fällen, wo Auswechselungen von eisernen Brücken verschiedener Konstruktionen bisher notwendig wurden und ausgeführt worden sind, nicht etwa Mängel hezüglich der Konstruktionsart, der Gattung oder Beschaffenheit des Materials bestimmend gewesen, sondern Rücksichten auf die Sieherheit des Betriebes, da das Gewieht der über die Brücken fahrenden Lokomotiven mit der Zeit erheblich gröfser wurde, als das Gewieht der Lokomotiven, für welche dieselben seinerzeit berechnet und konstruiert worden sind.

Um die erforderlicben Untersuchungen planmäfsig auszuführen und auf Gruhd bestimmter Beobaehtuugen richtige Sehlüsse hezüglich der an den eisernen Brücken vorkommenden Änderungen ziehen zu können, gelangte in der Ingenieur-Ahteilung der dritten Generalversammlung des Verhandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine ein entspreehend ausgearbeitetes Schema zur Annabme.[134]) Aus den Verhandlungen der achten Versammlung des Verhandes (1888) geht hervor, dafs das hezeichnete Schema bei der Mehrzahl der deutsehen Eisenhahnverwaltungen, namentlich auch bei den preussischen Eisenhahn-Direktionen, nach Vornahme einiger zwcckmäfsigeu Änderungen eingeführt und dafs überhaupt die Aufgabe in Deutschland mit grofsem Eifer in Angriff genommen ist, bei der Prüfung der eisernen Brücken zuverlässige und miteinander vergleichbare Messungsergebnisse zu heschaffen. Auf die bei der Preufsischen Staatseisenbahn-Verwaltung vorgeschriebenen Prüfungen ist nun näher einzugehen, und zwar sollen zunächst die über dieselben erlassenen Vorschriften wiedergegehen werden, während im nächsten Paragraphen die Einrichtung und Behandlung der unter Zugrundelegung des vorerwähnten Sehemas eingeriehteten Brücken-Revisionsbücher eingehend behandelt werden wird.

Instruktion für die Ausführung der Revisionen und Belastungs-Proben eiserner Brücken.

Zur Kontrolle der Betriebs-Sicherheit soli die Prüfung dor eisernen Brieken in periodischen Wiederholungen in der Weise erfolgen, dafs dieselben in kürzeren Zwischenräumen einer genauen Revision in Bezug auf ibre allgemeine Beschaffenbeit und in gröfseren Zwischenräumen in Bezug auf ihr Verbalten gegen die gröfsten möglichen Betriebslasten durch eine Belastungsprobe unterzogen werden, welcbe einen Rückschlufs auf den Zustand und etwaige Mängel der Konstruktion ermöglicben.

A. Die Revision.

Die Revision der Brücken hat sieh auf das Mauerwerk, auf den eisernen Überbau im besonderen und auf die Fahrbahn zu erstrecken.

1. Revision des Mauerwerks. Bei der Revision des Maucrwerks ist hauptsächlich auf den betriebssicheren Zustand desselben in den Pfeilern, Flügeln u. s. w. zu achten. Ferner ist zu prüfen, ob ein Lösen der Auflagesteine oder eine Senkung derselben stattgefunden hat. Den Zustand etwa vorbandener nicht massiver Substruktionen ist hierbei gleichfalls genau zu zu untersuchen.

---

[134]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1880, S. 15. — Handbuch d. Ing.-Wissensch., zweiter Band (1. Aufl.), Kap. XV, § 29.

2. Revision des eisernen Überbaues. Hierbei ist Folgendes zu beachten:

a. ob die Stellung der Gleisauflager oder der Pendel in den Auflagern der zur Zeit der Revision statthabenden Temperatur entspricht;

b. ob an irgend einer Stelle des Überbaues und seiner Auflager eine Lockerung der Nietanschlüsse der einzelnen Niete und Schrauben stattgefunden hat.

Die Niete sind durch Anschlagen mit dem Hammer zu probieren, um lose gewordene oder abgebrochene Niete, welche scheinbar noch mit beiden Köpfen schliefsen, sicher zu ermitteln. Alle fehlenden, losen und gebrochenen Niete müssen ersetzt werden; sind nur wenige einzelne Niete fehlerhaft, so ist es statthaft, dieselben durch gut passende Schrauben provisorisch zu ergänzen und die neue Vernietung bis zu einer späteren Reparatur der Brücke aufzuschieben. Durch fortgesetzte Notizen ist zu kontrollieren, ob die locker werdenden Niete sich unregelmäfsig über die ganze Brücke verteilen, oder vorwiegend an bestimmten Stellen auftreten. Ist letzteres der Fall, so sind weitere Untersuchungen über die Gröfse der Inanspruchnahme der betreffenden Verbindungsstellen vorzunehmen;

c. ob die gufseisernen Konstruktionsteile (Unterlags- oder Auflagerplatten) Brüche oder Sprünge zeigen;

d. ob die einzelnen Konstruktionsteile irgend welche sichtbaren Änderungen erfahren haben, und ob ihr Zustand noch der rechnungsmäfsigen Bestimmung entspricht, ob z. B. Diagonalen lose geworden sind, oder Druck- statt Zugspannungen erhalten u. s. w.;

e. ob der Anstrich sich in gutem Zustande befindet, event. ob Beschädigungen desselben oder Rostbildungen durch erkennbare Schäden oder Mängel der Konstruktion begünstigt oder verursacht werden.

Um die allmähliche Zerstörung des Materials durch Rost zu verhüten, ist ganz besondere Sorgfalt bei der Untersuchung der Brücken erforderlich, da der Rost häufig nicht direkt wahrnehmbar ist, und nur vorkommende Blasen oder Ablösungen in dem Anstriche auf das Vorhandensein desselben schliefsen lassen.

Werden solche Blasen genauer untersucht, so finden sich oft ausgedehnte Roststellen darunter; da der Rost auch unter der Ölfarbe weiter frifst, so müssen die betreffenden Stellen vor der Reparatur des Anstrichs durch Abklopfen, Abreiben mit Sandstein, oder mit Drahtbürsten zunächst sorgfältig von allen Rostteilchen gereinigt und sofort geölt oder grundiert werden.

Für den Grundierungsanstrich ist stets Bleimennige zu verwenden, welche nur in dünnen Schichten aufgetragen werden darf.

In Perioden von fünf bis sechs Jahren sind die eisernen Brücken mit vollständig neuem Ölfarben-Anstrich zu versehen, und wenn dieser aufgetragen wird, müssen alle Brückenteile sorgfältig von Staub und Schmutz gereinigt werden.

Die zum Anstrich verwendete Ölfarbe mufs von bester Qualität sein und darf nur aus einer Mineralfarbe und gekochtem Leinölfirnifs bestehen. Zur Verdünnung, wenn solche erforderlich ist, darf nur etwas Terpentin zugesetzt werden, während andere Zusätze, z. B. von ungekochtem Leinöl, Firnifs u. s. w. verboten sind. Bei der Ausführung des Anstrichs ist auf sorgfältige Streichung aller, auch der verdeckten und schwer zugänglichen Teile streng zu halten.

Über etwaige Reparaturen des Anstrichs sowie über die mutmafslichen Ursachen der entdeckten Schäden ist in den Revisionsbüchern eine entsprechende Notiz zu machen, um nach einiger Zeit erkennen zu können, ob die Ursachen der Rostbildung richtig erkannt und beseitigt sind.

Es ist ferner zu beachten:

f. ob überhaupt Erscheinungen hervortreten, welche auf Mängel der Eisenkonstruktion schliefsen lassen;

g. ob die Dilatations-Vorrichtungen funktionieren;

h. ob die Gelenke bei Bogenbrücken Fehler zeigen.

3. Revision der Fahrbahn. Der Zustand des Belages, der Unterlagshölzer der Schwellen, Fahrschienen u. s. w. und die Befestigung derselben sind genau zu untersuchen.

Hierbei ist insbesondere darauf zu achten, dafs die aufeinanderfolgenden Schienen-Oberkanten in gleicher Höhe liegen, dafs also nicht neue Schienen mit bereits abgenutzten wechseln, da die aus diesem Übelstande resultierenden Stöfse und Erschütterungen dem Überbau ganz besonders schädlich sind.

Ferner hat sich die Untersuchung auf den Zustand der Fahrbahn-Eindeckung (Pflaster, Beschotterung, Bohlenbelag u. s. w.), sowie der Fufsgängerstege und der Abwässerungsvorrichtungen bei Wegeüberführungen zu erstrecken.

Die Revisionen der eisernen Überbauten sind in einjährigen Perioden mit besonderer Sorgfalt vorzunehmen und sind die gewonnenen Beobachtungsresultate fortlaufend in die Revisionsbücher nach vorgeschriebenem Schema einzutragen. *(Vergleiche § 37.)*

Bei kontinuierlichen Trägern ist nach der Indienststellung während des ersten Jahres in Zeitabschnitten von je drei Monaten zu untersuchen, ob die Stützpunkte noch in den der Konstruktion zu Grunde liegenden Höhen (Geraden) sich befinden. Zeigen sich Abweichungen, so ist unverzüglich durch Unterlagen u. s. w. die ursprüngliche Unterstützungslinie wieder herzustellen. Nach dem ersten Betriebsjahre haben auch hierfür die Revisionen alljährlich in dem vorstehend aufgeführten Umfange stattzufinden.

B. Die Belastungsproben.

Vor der Ausführung der Belastungsproben ist erst die Revision des Oberbaues vorzunehmen. Alle sich hiernach ergebenden Mängel sind zu beseitigen, die erforderlichen Reparaturen zu bewirken und nunmehr ist die Belastungsprobe vorzunehmen.

Die Methode, nach welcher die Belastungsproben der eisernen Überbauten auszuführen sind, ist je nach der Gattung des Überbaues, ob Eisenbahnbrücke oder Wegeüberführung, eine verschiedenartige, und sollen die erforderlichen Vorschriften nachstehend unter I. und II. getrennt angegeben werden.

I. Die Eisenbahnbrücken.

Die Belastungsproben sollen in Verbindung mit den jährlichen Revisionen zu einer fortlaufenden Kontrolle des guten und betriebssicheren Zustandes der Eisenkonstruktion dienen.

Für Brücken bis zu einem Alter von 20 Jahren genügt, sobald sie sich nach Ausweis der jährlichen Revisionen in gutem Zustande befinden, eine Wiederholung der Belastungsproben in den Zeiträumen von fünf zu fünf Jahren, gleichgiltig, welche Stützweite die Überbauten haben.

Bei guter Beschaffenheit älterer Brücken ist die Wiederholung der Belastungsproben bei Überbauten bis zu 5 m Stützweite zwar ebenfalls in Zeiträumen von fünf zu fünf Jahren vorzunehmen, jedoch bei gröfseren Stützweiten in Zeit von drei zu drei Jahren.

Bei mangelhafter Beschaffenheit bezw. wenn bei wiederholentlichen Belastungsproben bleibende oder übermäfsige vorübergehende Durchbiegungen eintreten, ist dieser Zeitraum nötigenfalls noch wesentlich zu verkürzen und von dem zuständigen Eisenbahn-Betriebsamt nach Mafsgabe des letzten Befundes festzusetzen.

Die gröfste im Betriebe vorkommende Belastung wird bei grofsen Brückenkonstruktionen erzeugt durch einen Zug aus drei hintereinander folgenden Lokomotiven des auf der betreffenden Strecke verkehrenden schwersten Kalibers, von welchen die erste und zweite dienstmäfsig mit Kohlen und Wasser versehen, mit den Schornsteinen zusammengestellt sind, und aus darauf folgenden Güterwagen von je 10 t Ladung. Sämtliche Fahrzeuge müssen zusammengekuppelt und so dicht gestellt sein, dafs sie sich mit den Buffern berühren.

Dieser Zug soll derartig aufgefahren werden, dafs der Schwerpunkt der gesamten Lokomotivbelastung sich thunlichst über der Mitte des Überbaues befindet, soweit nicht für kontinuierliche Träger eine andere Stellung notwendig wird.

Für die Brücken geringerer Stützweite ist die ungünstigste Stellung der Belastung für jeden einzelnen Fall vorher besonders zu ermitteln und im Revisionsbuche anzugeben.

Zu den Proben sind von dem Betriebs-Maschinen-Inspektor aus den auf der betreffenden Strecke verkehrenden Lokomotiven solche auszuwählen, welche die stärkste Inanspruchnahme der Brücken ergeben. Diese wird nicht nur durch das Gewicht der Lokomotiven allein, sondern auch durch den Radstand bestimmt.

Für zweigleisige Brücken ist neben der vorgeschriebenen Maximal-Belastung des einen Gleises auch die gleichzeitige Belastung des zweiten Gleises vorzunehmen. Es genügt für diesen Fall, dafs in dem zweiten Gleise eine Lokomotive schwersten Kalibers über der Mitte des Überbaues steht, während der übrige Teil des Gleises hinter der Lokomotive mit vollbeladenen Güterwagen besetzt ist.

Die Proben sind für jedes Gleis besonders vorzunehmen. Bei Brücken mit kontinuierlichen oder gekuppelten Trägern ist erst die Maximalbelastung jeder einzelnen Brückenöffnung vorzunehmen und dann die Belastung sämtlicher Öffnungen gleichzeitig.

Schiefe Brücken, bei denen die Hauptträger wesentlich gegeneinander verschoben sind, sodafs bei derselben Stellung des Belastungszuges nicht das Maximalmoment für beide Träger gleichzeitig erzeugt worden kann, sind durch Rücken der Belastung derart zu beanspruchen, dafs die Maximal-Durchbiegung für jeden Träger besonders eintritt.

Nachdem die Last in der vorgeschriebenen Stellung fünf Minuten ruhend auf die Konstruktion eingewirkt hat und die Durchbiegung an derjenigen Stelle des Trägers gemessen ist, an welcher rechnungsmäfsig die Maximal-Durchbiegung stattfindet, ist der Belastungszug langsam über die Brücke zu führen und zu beobachten, ob hierbei nicht etwa eine noch gröfsere Durchbiegung eintreten wird und somit ein Fehler in der Berechnung zu konstatieren ist.

Aufser diesen Proben mit ruhender Belastung sind namentlich zur Ermittelung von Seitenschwankungen auch Proben mit bewegter Belastung anzustellen, jedoch nur bei Brücken von 5 m Spannung und mehr. Es sind hierzu die schwersten Lokomotiven (zwei Stück mit den Rauchkastenenden zusammengekuppelt) zu verwenden und die Brücke zunächst langsam und dann mit der gröfsten, für diese Lokomotiven zulässigen Geschwindigkeit zu befahren.

Falls der Zustand einzelner Konstruktionsteile eine verminderte Sicherheit vermuten läfst, so ist das Verhalten derselben bei der Belastungsprobe sorgfältig zu prüfen. Es sind z. B. Querträger, Schwellen und Schienenträger, konsolartige Verlängerungen derselben u. s. w. auf Durchbiegung zu untersuchen. Das Verhalten der Diagonalen und Vertikalen ist nach Bedarf bei einseitiger Belastung zu prüfen; desgleichen Nietverbindungen und Anschlüsse bei eintretender Maximal-Anstrengung.

Erforderlichenfalls sind durch Herbeiführung der Maximal-Auflagerdrucke die Auflager zu untersuchen, ob ein Setzen derselben eintritt, das als ein Zeichen betriebsgefährlichen Zustandes zu betrachten ist.

Zur Messung der Durchbiegungen und Seitenschwankungen sind geeignete Mefsapparate zu benutzen.

Welche Methode zur Messung der Durchbiegung bei Brückenbelastungen am geeignetsten erscheint und zur Anwendung kommen soll, mufs in jedem einzelnen Falle entschieden werden. Empfehlenswert ist es, wenn irgend thunlich, die Abmessungen mit Hilfe von festen Latten vorzunehmen, welche bei gröfseren Entfernungen zwischen Thalsohle und Gurtung selbst mit gröfserem Kostenaufwande auf besonders herzustellenden Unterstützungen zu befestigen sind.

Die vielfach in Anwendung gebrachte Methode des Messens vermittels des Nivellierinstrumentes bleibt nicht unbeeinflufst von den durch die Bewegung des Belastungszuges hervorgebrachten Erschütterungen. Da auch für die Durchbiegung schon Differenzen von Millimetern in Betracht kommen, eine solche Genauigkeit z. B. bei gröfseren Brücken mit mehreren Öffnungen erfahrungsgemäfs nicht erreicht werden kann, insbesondere dann nicht, wenn es unzulässig ist, das Instrument in möglichster Nähe der Überbaumitte, also auf einem der Mittelpfeiler aufzustellen und ferner auch bei Aufstellung eines Zuges auf der Brücke die Einsenkung nur eines Trägers beobachtet werden kann, so ist von der Anwendung des Nivellierinstruments Abstand zu nehmen.

Ebenso unzuverlässig und ungenau haben sich die Messungen mit horizontal gespannten Stahldrähten erwiesen.

Zu jeder Messung sowohl bei der ruhenden als auch bei der bewegten Last gehören drei Ablesungen: Die erste im unbelasteten Zustande, die zweite, nachdem die Belastung langsam auf die Brücke gefahren und fünf Minuten in der vorgeschriebenen Stellung auf der Konstruktion gestanden hat und die dritte im entlasteten Zustande der Brücke.

Die Differenz zwischen der zweiten und ersten Durchbiegung ergiebt die totale Durchbiegung. Die erste und dritte Ablesung mufs gleiche Resultate ergeben. In Fällen, in denen diese beiden Ablesungen differieren, ist die ganze Operation zu wiederholen.

Vor jeder Beobachtung ist genau festzustellen, ob die Auflager der Hauptträger eine merkbare Höhenveränderung erleiden und ist jedesmal, wenn eine solche gemessen werden kann, diese Senkung bei Feststellung des Schlufsresultates zu berücksichtigen, die Gröfse und die Ursache dieser Senkung unter „Revisions-Bemerkungen“ in das betreffende Revisionsbuch einzutragen.

Das Messen dieser Senkungen geschieht am einfachsten vermittels zweier kurzen Mafsstäbe, welche zwischen Trägergurtung und Auflagersteine geschoben werden.

Die Verschiebungen des einen gegen den andern ergeben das Mafs der Senkungen. Beträgt die Einsenkung an dem einen Auflager a, an dem anderen c und in der Mitte b, so ist die wirkliche Senkung in der Brückenmitte $= b - \frac{a+c}{2}$.

Um das Verhalten der Zwischenglieder zwischen den beiden Gurten der Konstruktion beurteilen zu können, ist bei jeder Belastungsprobe auch stets die gleiche Messung wie für den Punkt der unteren Gurtung auch vertikal darüber an der oberen Gurtung vorzunehmen. Zwischen der Senkung beider Punkte darf sich ein wesentlicher Unterschied nicht zeigen.

Als Hilfsgerätschaften zur Befestigung und Aufstellung der vorstehend beschriebenen Apparate und für die Ausführung der Ablesungen sind mehrere Leitern, verschiedene Dorne, Schraubenschlüssel, Drahtzangen und einige einfache Holzlatten von 20/40 mm Querschnitt, ferner Hämmer, Zangen, Meifsel und Feilen, sowie zwei Winden, um erforderlichenfalls die Auflager anheben und einzelne Teile derselben richtig stellen zu können, endlich noch ein Topf mit gelber Ölfarbe nebst Pinsel erforderlich, letztere zwei Gegenstände, um etwaige, bei der Revision als lose befundene Niete, die ausgewechselt werden sollen, durch Betupfen des Kopfes mit Farbe kenntlich zu machen. Zur Vermeidung von unnützem Zeitverlust und Betriebsstör-

ungen empfiehlt es sich, dafs die Vorbereitungen (Anbringung von Apparaten u. s. w.) bereits vor dem Eintreffen des Belastungszuges getroffen sind, und müssen die Hilfsgerätschaften dementspreehend rechtzeitig an Ort und Stelle geschafft sein.

Die Aufbewahrung und Instandhaltung der Mefsapparate hat seitens der Königlichen Betriebs-Ämter zu erfolgen. Die Hilfsgerätschaften werden von derjenigen Werkstätte geliefert, welche bei den Belastungsproben beteiligt ist.

Im Interesse einer schnellen und gleichförmigen Ausführung sind zu den Brückenproben nach Möglichkeit jedesmal dieselben einmal eingeübten Arbeiter beizugeben.

Die bei den einzelnen Belastungsproben gewonnenen Resultate sind in ein für jedes Bauwerk besonders anzulegendes Revisionsbuch fortlaufend einzutragen, um durch den Vergleich der nacheinander folgenden Resultate ein Urteil über die Betriebssicherheit zu gewinnen.

Auf der Vorderseite desselben ist das Bauwerk genau zu bezeichnen, ferner sind allgemeine Angaben über Konstruktionsverhältnisse und die Methode bezw. den Apparat, mit welchem die Messung auszuführen ist, zu machen, auch ist dem Revisionsbuche eine genaue Grundrifsskizze der Eisenkonstruktion vorzuheften, aus welcher alle Teile und Mafse derselben, sowie die Fahrbahnkonstruktion genau ersichtlich sind.

Über die Benutzung der einzelnen Rubriken der Innenseiten ist nachstehendes zu bemerken:

Die Bezeichnung der Hauptträger u. s. w. erfolgt in der Richtung der Stationierung der Strecke in folgender Weise:

Bei Brücken mit mehreren Öffnungen wird die der niederen Stationsnummer zunächst belegene Öffnung mit „1. Öffnung", die darauf folgende mit „2. Öffnung" u. s. f. bezeichnet. Für jede Öffnung werden dann die in derselben belegenen einzelnen Hauptträger, gleichgültig, ob die Überbauten ein- oder zweigleisig sind, der Reihe nach mit römischen Ziffern bezeichnet, derart, dafs Überbau No. 1 dem 1. Hauptgleise entspricht. Sind in den Revisionsbemerkungen Angaben über die Querträger, Schienen- oder Schwellenträger zu machen, so sind dieselben in der Weise zu bezeichnen, dafs in jedem einzelnen Überbau der der niederen Station zunächst belegene Querträger mit No. 1, die übrigen mit fortlaufenden Nummern versehen werden. Aufserdem ist hierbei die Nummer des Überbaues und der Öffnung anzugeben, z. B. 4. Querträger im Überbau No. 3 der 2. Öffnung.

Die Schienen- resp. Schwellenträger sind als rechte und linke Schienenträger, in der Richtung der wachsenden Stationierung gesehen, zu bezeichnen, unter Angabe der beiden Querträger, zwischen welchen dieselben gelagert sind, z. B. der rechte Schienenträger zwischen dem 3. und 4. Querträger im 2. Überbau der 5. Öffnung.

In der Rubrik „Lage der Höhenmarken a, b, c, d" sind die gegen die ursprüngliche Lage beobachteten Höhendifferenzen der Konstruktions-Unterkanten einzutragen; (bei den Punkten a und c über den Auflagermitten, für den Punkt b an der Maximal-Durchbiegungsstelle in der unteren Gurtung des Hauptträgers, für den Punkt d die Kante der oberen Gurtung des Hauptträgers über dem Punkte b).

Die Stellen a, b, c werden an der unteren Gurtung, die Stelle d an der oberen Gurtung des Hauptträgers durch einen dünnen, vertikalen Strich mit gelber Ölfarbe ein für alle Mal markiert, welcher nach einer etwaigen Erneuerung des Anstrichs bei der nächsten Revision der Eisenkonstruktion wieder herzustellen ist.

In der Rubrik „Revisions-Bemerkungen" sind alle Fehler, Mängel oder Ausstellungen, die bei den Prüfungen vorgefunden werden, einzutragen, sowie die Angaben über die Wichtigkeit derselben und ist darüber zu wachen, in welcher Weise dieselben beseitigt wurden.

In der Rubrik „Angabe der Belastungsweise" ist bei jeder Belastungsprobe diejenige Stellung der Maschinen in einer Längensehnittsskizze einzutragen, bei welcher die gemessene

Durchbiegung erzeugt wurde, unter gleichzeitiger Angabe der Achsbelastungen und der Maſse für die Lastverteilung.

Die Prüfungen sind thunlichst in den Monaten April und Mai vorzunehmen, damit etwaige Reparaturen oder Anstricherneuerungen noch in der günstigen Jahreszeit durchgeführt werden können.

Die Prüfungen selbst sind unter specieller Leitung des Vorstehers der betreffenden Königlichen Bauinspektion unter Zuziehung eines erfahrenen Beamten derjenigen Werkstätte auszuführen, welcher die Beseitigung der gefundenen Mängel übertragen werden soll, sodaſs die Reparaturen unter Leitung desselben bewirkt werden können.

Im Interesse der Sache liegt es, zu den einzelnen Revisionen und Belastungsproben womöglich stets denselben Beamten zuzuziehen.

In besonderen wichtigen Fällen kann ein im Brückenbau besonders erfahrener Ingenieur herangezogen werden, den die Königliche Direktion auf Antrag der Betriebsämter für diesen Zweck speciell bezeichnen wird.

Die Bahnmeister sind zu den Probebelastungen zuzuziehen; sie haben die Proben durch Bereitstellung der abzuwiegenden beladenen Wagen und Beseitigung aller Hindernisse einer gründlichen Revision an den Bauwerken selbst vorzubereiten und von allen Ermittelungen und Maſsnahmen Kenntnis zu nehmen.

Soweit dies nach dem Ergebnis der Prüfungen notwendig erscheint, hat das Königliche Betriebsamt für die schleunigste Beseitigung aller entdeckten Fehler, Mängel und Ausstellungen Sorge zu tragen.

Ist die Auswechselung einzelner Konstruktionsteile erforderlich geworden, so sind die an Stelle derselben neu eingezogenen Konstruktionsteile durch besondere Belastungen daraufhin zu prüfen, ob dieselben in zweckentsprechender Weise funktionieren.

Die Resultate dieser Prüfungen, sowie die ausgeführten Reparaturen und etwaigen Auswechselungen sind im Revisionsbuche genau anzugeben, und ist nach gröſseren Reparaturen stets eine auſserordentliche Revision und Belastungsprobe vorzunehmen.

II. Wegebrücken.

Im Vergleich zu den bedeutenden Erschütterungen, welchen die Eisenbahnbrücken ausgesetzt sind, ist die Inanspruchnahme der Wegebrücken durch die dieselben passierenden Verkehrslasten eine ungleich geringere und die andauernde Betriebssicherheit derselben eine wesentlich gröſsere.

Im allgemeinen kann daher von der Ableistung periodischer Belastungsproben Abstand genommen werden.

Desto gröſsere Sorgfalt ist den jährlichen Revisionen dieser Brücken zu widmen und das Augenmerk insbesondere auf die genügende Abwässerung der Fahrbahn zu richten, deren Mangelhaftigkeit sich leicht durch Rostbildungen und Schadhaftigkeit des Anstrichs kenntlich macht.

Erst wenn diese Revisionen im Laufe der Zeit die Notwendigkeit einer Probebelastung erkennen lassen, soll dieselbe vorgenommen werden.

Da das Maximalmoment der Brücke am zweckentsprechendsten entweder durch eine konzentrierte Einzellast in der Mitte des Überbaues oder aber durch eine gleichmäſsig über dieselbe verteilte Gesamtlast erzeugt wird, so wird in jedem Falle besonders zu entscheiden sein, welcher von den beiden Belastungsweisen der Vorzug zu geben sein wird.

In denjenigen Fällen, in denen die Erzeugung einer konzentrierten Einzellast mit nicht unerheblichen Kosten verknüpft ist, ist zu erwägen, ob das erforderliche Maximalmoment nicht durch eine gleichmäſsig verteilte Menschenbelastung erreicht werden kann. Wenn angänglich, erscheint hierfür die Requisition eines Militär-Kommandos am geeignetsten. In diesem Falle

ist darauf zu halten, dafs die Mannschaften die Brücke nicht im Gleichschritt betreten und die hieraus resultierenden, die Stabilität des Überbaues gefährdenden Schwankungen vermieden werden. Die auf solche Weise erzeugte gleichmäfsig verteilte Belastung kann mit 400 kg f. d. Quadratmeter in Rechnung gestellt werden, wobei vorausgesetzt wird, dafs die Mannschaften so dicht als nur möglich aufgerückt sind.

Im übrigen gelten für die Wegebrücken alle vorstehend gegebenen allgemeinen und besonderen Bestimmungen, soweit dieselben anwendbar sind.

C. Schlufsbemerkungen.

Nach Beendigung der Probebelastungen sind die Revisionsbücher mit eingehendem Bericht über die gewonnenen Beobachtungsresultate und die hiernach veranlafsten Mafsnahmen an die Eisenbahn-Betriebsämter und von diesen der Königlichen Eisenbahn-Direktion einzusenden.

Es verdient noch hervorgehoben zu werden, dafs die in vorstehendem beschriebenen regelmäfsigen Prüfungen der eisernen Brücken der Eisenbahnen zwar in erster Linie der Erhaltung der Betriebssicherheit dienen, dafs aber die Ergebnisse solcher Prüfungen im Laufe der Zeit auch für die Konstruktion neuer Brücken grofse Wichtigkeit erlangen werden. Einen Beweis hierfür liefern die beachtenswerten Mitteilungen des Regierungs-Baumeister Fuchs über die eisernen Balkenbrücken im Betriebe, ihre Überwachung und deren Ergebnisse im Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 196.

Litteratur.

Tellkampf. Über die Durchbiegungsproben der hölzernen und eisernen Brücken der schleswig-holsteinischen Bahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 417.

Über den Bestand von Eisenbahnbrücken. Engng. 1873, Okt.

Über Haltbarkeit und Dauer von Eisenkonstruktionen. Iron 1874, April, S. 419 u. 482.

Kontrolle der eisernen Brücken. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 266.

Über die mutmafsliche Dauer von Eisenkonstruktionen. Deutsche Bauz. 1874, S. 347; 1876, S. 434.

Erneuerung der Brückenanstriche. VI. Supplementbd. d. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1878, S. 92.

Mutmafsliche Dauer von Eisenkonstruktionen. Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1875, S. 35; 1880, S. 13.

Über die Dauer französischer Drahtseil-Hängebrücken. Ann. des ponts et chaussées 1881, S. 105. — Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 346.

Prüfung der eisernen Wegebrücken in Frankreich. Deutsche Bauz. 1882, S. 35.

Unterhaltung eiserner Brücken. Transactions of the society of civil engineers 1882, Dez. — Glaser's Ann. für Gew. u. Bauw. 1883, S. 208.

Prüfung eiserner Strafsenbrücken. Ministerial-Erlafs. Deutsche Bauz. 1883, S. 503.

Untersuchungen an der abgetragenen Verbindungsbahn-Kettenbrücke über den Donaukanal bei Wien. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 273 u. 279. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 123. Mit Abbild. — Deutsche Bauz. 1884, S. 556.

Neue Bestimmungen über die Unterhaltung der französischen Hängebrücken. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 171. Mit Abbild. — Deutsche Bauz. 1887, S. 610.

Beispiele von Probebelastungen.

Probebelastung der Margarethen-Brücke über die Donau bei Budapest. (Bogenbrücke.) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 182.

Probebelastung der Donau-Brücke der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 701.

Bericht über die Prüfung der Brücken über den Rhein bei Arnheim und die Waal bei Nymwegen. Tijdschr. van het kon. Inst. van Ing. 1880/81, II. Afl., S. 77.

Brücken der Lokalbahn Kriegsdorf-Römerstadt. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 113.

Belastungsprobe der neuen Donaukanal-Brücke der Wiener Verbindungsbahn. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 335.

§ 37. Brücken-Revisions-Bücher. Der Zweck der Revisionsbücher wurde auf S. 233 u. 234 eingehend erörtert und an jener Stelle auch auf die Wichtigkeit, welche der sorgfältigen Bearbeitung derselben beizumessen ist, hingewiesen. Die Einrichtung dieser Bücher, welcher das von der Ingenieur-Abteilung der dritten Generalversammlung des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine ausgearbeitete Schema mit geringfügigen Änderungen zu Grunde gelegt ist, wurde auf S. 239 beschrieben. Es empfiehlt sich, die erforderlich werdenden Rechnungen u. s. w. an einem bestimmten Beispiele klar zu machen, zunächst mögen jedoch einige bezügliche Vorbemerkungen Platz finden.

Die allgemeine Beschreibung des betreffenden Bauwerkes, welche weiter unten (S. 246 u. 247) wiedergegeben ist, kann selbstverständlich bei Bauwerken, welche schon seit langen Jahren im Betriebe sich befinden, nur unvollständig ausfallen, da manche Angaben, z. B. die der Ordinaten der Höhenlage vor der ersten Belastungsprobe, sich nachträglich nicht mehr feststellen lassen. — Bei den Prüfungen sind die Lokomotiven so aufzustellen, dafs für die Brückenmitte oder falls daselbst ein Querträger nicht vorhanden, für den der Mitte zunächst liegenden Querträgerangriffspunkt das Maximalmoment entsteht. Zu Grunde zu legen sind die Mafse und Gewichte der schwersten Güterzugslokomotiven. Nachstehend (s. Fig. 42, S. 244) sind dieselben für die Normalgüterzuglokomotiven der preufsischen Staatsbahnen skizziert.

Die Einsenkungen der Blechträger können berechnet werden nach der Formel

$$f = \frac{1}{EJ} \cdot \frac{5}{384} Q\, l^3 \text{ (Bauhandbuch I, S. 221),}$$

wobei die Einzellasten durch eine gleichmäfsig verteilte Last ersetzt werden können, welche für die Mitte oder den derselben zunächst liegenden Querträgeraugriffspunkt dasselbe Moment erzeugt, wie die nach obigem ermittelte ungünstigste Aufstellung von Achsen von schwersten Lokomotiven. Q ist in dieser Formel die Gesamtbelastung; ist das Gewicht derselben f. d. ltd. m $= q$ ermittelt, so nimmt die Formel die Gestalt an:

$$f = \frac{1}{E.J} \cdot \frac{5}{384} q \,.\, l^4.$$

Die Durchbiegung der Fachwerksträger kann ermittelt werden nach der von Winkler gegebenen Annäherungsformel

$$f = 0{,}8 \text{ bis } 1{,}0 \, \frac{K^2 V}{E \,.\, ql},$$

worin ausgedrückt sind:

f in cm,

K = Beanspruchung pro qcm (meist 0,7 t),

E = Elasticitätsmodul und

ql = gesamte Belastung des Trägers (eigene und zufällige) in Tonnen,

endlich V = Volumen des Trägers $= \frac{\text{Gewicht}}{\text{spezif. Gewicht}}$ in ccm.

Die Einzelheiten der Einrichtung der in Rede stehenden Bücher und der vorzunehmenden Rechnungen ergeben sich aus nachstehendem:

Brücken-Revisions-Buch.

(Umschlag.)

Königliche Eisenbahn-Direktion *M.*	Bauwerk No. 45.
Königliches Betriebsamt *N.*	Kilometerstation 142,81.
Strecke *A-dorf-B-burg.*	*XY*-Viadukt.

(Seite 1.)

Skizzen der Eisenkonstruktion nach Art der Figuren 40 und 41.

Fig. 40.

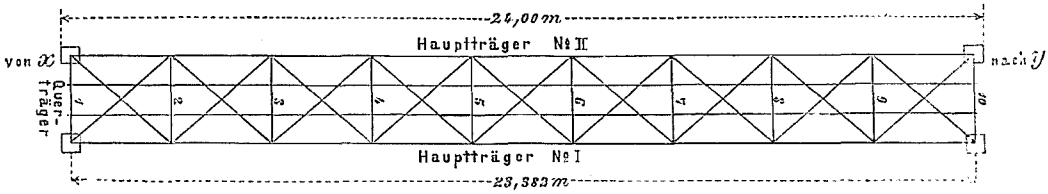
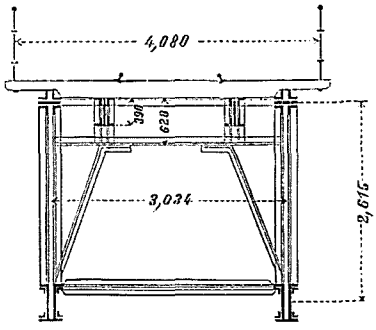


Fig. 41.



(Seite 2 und folgende.)

Gewichtsberechnung des eisernen Überbaues des *XY*-Viadukts in Station 142,81.

Die vollständige Gewichtsberechnung schliefst hier an; da indessen die Einzelheiten an dieser Stelle entbehrlich sind, so seien nachstehend nur die zum Vergleich mit der folgenden Berechnung erforderlichen Zahlen angegeben:

1. Gewicht der Trägerkonstruktion (Hauptträger 18316 kg)	= 28962 kg
2. Geländer	= 526 kg
3. Schienen	= 1704 kg
4. Schwellen	= 5649 kg
5. Bohlenbelag	= 3360 kg
	40201 kg
oder rund . .	40500 kg.

Berechnung der zulässigen Durchbiegungen und der entsprechenden Maximalbiegungsmomente unter Zugrundelegung der bei den statischen Berechnungen anzunehmenden Belastungen durch Normal-Güterzugsmaschinen.

Stützweite 23,382 m.

Auf jeden Hauptträger entfällt an Eigengewicht der Gesamtkonstruktion f. d. lfd. m

$$p = \frac{40500}{2 \cdot 23{,}382} = 866 \text{ kg} = 0{,}866 \text{ t},$$

Eigengewicht eines Hauptträgers allein 9200 kg, demnach Volumen eines Hauptträgers

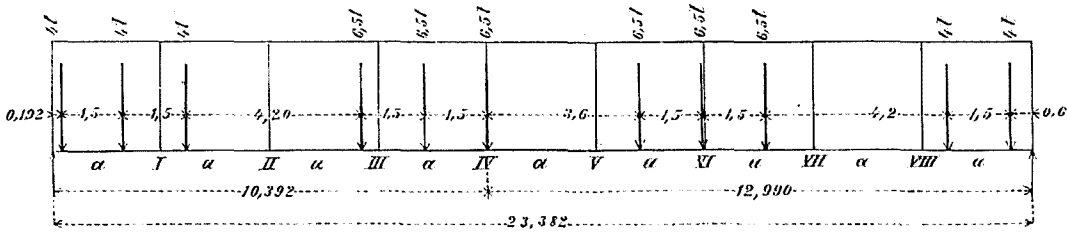
$$V = \frac{9200}{0{,}00778} = 1182519{,}28 \text{ ccm.}$$

Zulässige Beanspruchung $K = 0{,}7$ t f. d. qcm.

Beanspruchung an der Elasticitätsgrenze $K_1 = 1{,}4$ t f. d. qcm.

Bestimmung einer gleichförmig verteilten Belastung, welche dasselbe Maximal-Biegungsmoment erzeugt, wie untenstehende ungünstigste Laststellung zweier Maschinen mit Tendern.

Fig. 42.



Abstand $a = 2{,}598$ m.

Der Auflagerdruck A berechnet sich wie foigt:

$$A = \frac{1}{23{,}382}\left\{4{,}0\,(0{,}69 + 2{,}19) + 6{,}5\,(6{,}39 + 7{,}89 + 9{,}39 + 12{,}99 + 14{,}49 + 15{,}99) + \right.$$
$$\left. + 4{,}0\,(20{,}19 + 21{,}69 + 23{,}19)\right\} = 30{,}289 \text{ t.}$$

Das Maximalmoment

$$M_{max} = 30{,}289 \,.\, 10{,}392 - \left\{4{,}0\,(10{,}2 + 8{,}7 + 7{,}2) + 6{,}5\,(1{,}5 + 3{,}0)\right\} = 181{,}113 \text{ tm.}$$

Die gleichförmig verteilte zufällige Belastung, welche im Schnitt $x = 10{,}392$ m vom linken Auflager ein gleiches Maximalmoment hervorruft, berechnet sich nach der Formel

$$M_{max} = \frac{p_1 x\,(l - x)}{2} \quad \text{zu} \quad p_1 = \frac{2 \,.\, 181{,}113}{10{,}392 \,.\, 12{,}99} = 2{,}683 \text{ t f. d. lfd. m.}$$

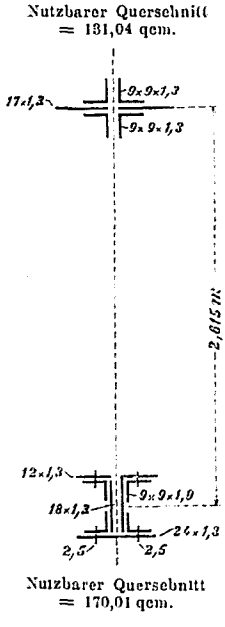
Die voile Belastung f. d. lfd. m Träger q ist mithin anzunehmen zu $0{,}866 + 2{,}683 = 3{,}549$ t.

Infolge des Eigengewichtes $p = 0{,}866$ t entsteht ein Moment

$$M_E = \frac{0{,}866 \,.\, 10{,}392 \,.\, 12{,}99}{2} = 58{,}452 \text{ tm,}$$

$$M_{total} = M_{max} + M_E = 181{,}113 + 58{,}452 = 239{,}565 \text{ tm.}$$

Fig. 43.



Widerstandsmoment des Trägers (vergl. Fig. 43) genau genug

$$W = 261{,}5 \,.\, \frac{131{,}04 + 170{,}04}{2} = 39366 \text{ auf cm bezogen.}$$

Beanspruchung $K_1 = \frac{M}{W} = \frac{23956500}{39366} = 608$ kg $= 0{,}608$ t.

Rechnungsmäfsig zulässige Gesamtdurchbiegung.

Nach der Winkler'schen Formel ist

$$f = 0{,}8 \text{ bis } 1{,}0\,\frac{K_1^2 V}{Eq.l},$$

also ist im vorliegenden Falle

$$f = 0{,}8 \text{ bis } 1{,}0\,\frac{0{,}608^2 \,.\, 1182519{,}28}{2000 \,.\, 3{,}549 \,.\, 23{,}382} = 21{,}33 \text{ bis } 26{,}66 \text{ mm.}$$

Rechnungsmäfsig zulässige, bleibende Durchbiegung, hervorgerufen durch das Eigengewicht.

$$\frac{26{,}66 \,.\, 0{,}866}{3{,}549} = 6{,}04 \text{ mm.}$$

Rechnungsmäfsig zulässige, vorübergehende Durchbiegung bei einer Inanspruchnahme des Materials bis zur Elasticitätsgrenze.

$$M = 39366 \,.\, 1400 = 55112400 \text{ kgcm} = 551{,}124 \text{ tm.}$$

Diesem Momente entspricht eine gleichförmig verteilte Totalbelastung

$$p_2 = \frac{2 \,.\, 551{,}124}{10{,}392 \,.\, 12{,}99} = 8{,}166 \text{ t f. d. lfd. m,}$$

und es ergiebt sich somit die Gesamtdurchbiegung zu

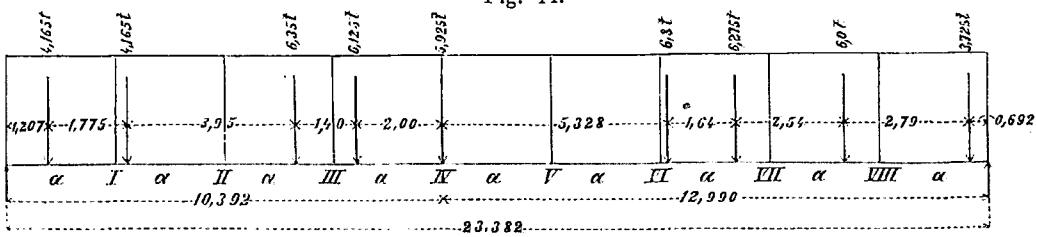
$$0{,}8 \text{ bis } 1{,}0 \; \frac{1{,}4^2 \,.\, 1182519{,}28}{2000 \,.\, 8{,}166 \,.\, 23{,}382} = 4{,}856 \text{ bis } 6{,}07 \text{ cm} = 48{,}56 \text{ bis } 60{,}7 \text{ mm}.$$

Hiervon geht die berechnete bleibende Durchbiegung mit 6,04 mm ab, sodafs als rechnungsmäfsig zulässige, vorübergehende Durchbiegung bei einer Inanspruchnahme des Materials bis zur Elasticitätsgrenze 60,7 — 6,04 = 54,66 mm verbleiben.

Berechnung für die Probebelastung am 4. Januar 1886.

Es wurden benutzt die Maschinen No. 927 und No. 861.

Fig. 44.



Abstand $a = 2{,}598$ m.

Bei der ungünstigsten Stellung der benutzten Belastungsmaschinen, deren in Frage kommenden Dimensionen und Gewichte in Fig. 44 eingetragen sind, berechnet sich:

$$A = \frac{1}{23{,}382} \{ 3{,}725 \,.\, 0{,}692 + 6{,}0 \,.\, 3{,}482 + 6{,}275 \,.\, 6{,}022 + 6{,}8 \,.\, 7{,}662 + 5{,}925 \,.\, 12{,}99 + $$
$$+ 6{,}125 \,.\, 14{,}99 + 6{,}35 \,.\, 16{,}39 + 4{,}165 \,(20{,}34 + 22{,}115) \} = 24{,}08 \text{ t},$$

$$M_{max} = 24{,}08 \,.\, 10{,}392 - (6{,}125 \,.\, 2{,}0 + 6{,}35 \,.\, 3{,}4 + 4{,}165 \,.\, 7{,}35 + 4{,}165 \,.\, 9{,}125) = 147{,}781 \text{ tm}.$$

$$M_{total} = M_{max} + M_E = 147{,}781 + 58{,}452 = 206{,}233 \text{ tm}.$$

Diesem Momente entspricht eine gleichförmig verteilte Totalbelastung

$$q_1 = \frac{2 \,.\, 206{,}233}{10{,}392 \,.\, 12{,}99} = 3{,}055 \text{ t f. d. lfd. m},$$

$$K_2 = \frac{M_{total}}{W} \; \frac{20\,623\,300}{39\,366} = 521 \text{ kg} = 0{,}521 \text{ t}.$$

Es ergiebt sich somit die rechnungsmäfsig gröfste Durchbiegung zu

$$0{,}8 \text{ bis } 1{,}0 \; \frac{0{,}521^2 \,.\, 1182519{,}28}{2000 \,.\, 3{,}055 \,.\, 23{,}382} = 1{,}808 \text{ bis } 2{,}26 \text{ cm} = 18{,}08 \text{ bis } 22{,}6 \text{ mm}.$$

(An dieser Stelle ist für die bei späteren Belastungsproben erforderlich werdenden Berechnungen entsprechender Platz zu lassen.)

(Neue Seite.)

(Die nunmehr folgenden Bogen des Revisionsbuches haben Vordruck und die Eintragungen werden handschriftlich bewirkt. Auf der Aufsenseite des ersten Bogens befinden sich die oben auf den Seiten 245 u. 246 wiedergegebenen Vermerke; die weiteren Einlagen sind in Tabellenform hergestellt, wie umstehend gleichfalls angegeben ist. Die Vordrucke sind bei beiden durch stehende Schrift, die handschriftlichen Nachtragungen durch Kursivschrift gekennzeichnet. — Zu bemerken bleibt, dafs bei dem hier behandelten Beispiel nicht alle Angaben gemacht werden konnten, weil manche Notizen fehlten. Die betreffende Brücke ist nämlich bereits 1870 dem Betrieb übergeben, während das Revisionsbuch erst im Jahre 1886 angelegt wurde.)

Bauwerk No. *45.*
Station-Kilometer *142,81* in der Strecke von *A-dorf* bis *B-burg.*
Benennung des Bauwerks: *XY-Viadukt.*
Anzahl der Öffnungen: *1* Öffnung à *23,382* m Stützweite.
Anzahl der Überbauten in der Öffnung: *1.*
Konstruktions-System: *Schmiedeiserne Balkenbrücke.*
Winkel: *90* Grad,
*ein*gleisiger Überbau.
Trägersystem: *Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen.*
Fahrbahn-Anordnung: *Hölzerne Querschwellen auf einem System von Quer- und Schwellenträgern.*
Querschnitt der Hauptträger:
Trägheitsmoment desselben bezogen auf Centimeter = } (vergl. Fig. 41 und 43).
Abstand der äufsersten Faser von der neutralen Achse =
Gewicht des Überbaues in Eisen ausschliefslich der Auflager: *29 000* **kg.**
Gesamt-Gewicht der Brücke einschliefslich des Gleisoberbaues, aber ausschliefslich der Auflager = *40 500* **kg.**
Ergebnis der angestellten Festigkeitsprobe:
Bruchbelastung auf Zug = **kg** f. d. qcm.
Elasticitätsmodul = *2 000 000* **kg** f. d. qcm.

Laufende Nummer der Messung.	Benennung der untersuchten Träger.	Die Revision fand statt am	Die Probebelastung fand statt am	Temperatur in Graden Celsius und Witterung	Betriebs-Nummer der Belastungs-Maschinen und Gewicht derselben in Kilogramm	Bleibende Einsenkung: Lage der Höhenmarken in Bezug auf ihre ursprünglichen Ordinaten in Millimetern d < ½l × ½l > a	b	c	d	Gemessene Einsenkung $\vartheta = b - \frac{a+c}{2}$ in Millimetern	Einsenkungs-Verhältnis	Vorübergehende Durchbiegung: Lage der Höhenmarken in Bezug auf ihre Ordinaten der bleibenden Einsenkung in Millimetern d < ½l × ½l > a	b	c	d	Gemessene Durchbiegung $\vartheta = b - \frac{a+c}{2}$ in Millimetern	Durchbiegungs-Verhältnis
1	*Hauptträger*																
	No. I . .	*4. Jan. 1886*	*4. Jan. 1886*	*— 1° Regen und Sturm*	*No. 927 mit 36 800 kg, No. 861 mit 38 150 kg*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*1 : ∞*	*1*	*9*	*1*	*9*	*8*	$\frac{1}{2923}$
	No. II . .					*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*1 : ∞*	*1*	*9*	*1*	*9*	*8*	$\frac{1}{2923}$
	(bei ruhender Belastung)																
	Hauptträger																
	No. I . .	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»	*1*	*12*	*1*	*12*	*11*	$\frac{1}{2126}$
	No. II . .											*1*	*10*	*1*	*10*	*9*	$\frac{1}{2598}$
	(bei bewegten Lasten)																
2	*Dieselben . . . .*	*8. Juni 1887*	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

u. s. w.

Jahr der Inbetriebnahme: *1870.*

Fabrikant: *K. M. Hütte.*

Art des Anstrichs: *Ölfarbenanstrich.*

Rechnungsmäfsig zulässig bleibende Durchbiegung, hervorgerufen durch das Eigengewiebt der Brücke = *6,04* mm.

Rechnungsmäfsig zuiässige vorübergehende Durchbiegung bei einer Inanspruehnahme des Materials bis zur Elastieitätsgrenze = *54,66* mm.

Als Ordinaten wurden vor der ersten Belastungsprobe vom ten festgestellt:

a. ... mm für den aufserbalb der Konstruktion belegenen Fixpunkt.

b. ... mm für die Höhenmarke a des Hauptträgers No. *I*,
mm des Hauptträgers No. *II*.

c. ... mm für die Höhenmarke b des Hauptträgers No. *I*,
mm des Hauptträgers No. *II*.

d. ... mm für die Höhenmarke c des Hauptträgers No. *I*,
mm des Hauptträgers No. *II*.

e. ... mm für die Höhenmarke d des Hauptträgers No. *I*,
mm des Hauptträgers No. *II*.

Die Maximal-Last wird erzeugt durch *2* Maschinen und *2* Wagen.

Die Messungen sind auszuführen mit dem Apparat . . . . . .

Boi der gezeichneten Stellung und der Gattung dor Belastungsmuschinen, sowie untor Berüeksichligmg des Trägergowichts bercobnet sich		Der Anstrich wurde ausgefiihrt resp. erneuert im Monat und Jahr	Revisions-Bemorkungen.	Angabo der Belastungsweise.
dio gröfsto Durchbiegung in Millimetern	das entsprechendo Mnximul-Biegungs-Moment emkg			
22,6	*20 623 300*	*November 1885.*	*Das Geländer ist zu richten und zu befestigen, sonst nichts zu bemerken.*	*Vergleiche die für die Probebelastung angestellte, vorstehend angegebene Berechnung, sowie Fig. 44.*
22,6				

Z. im Februar 1886.

Der Eisenbahnbau-Inspektor *Der Maschinen-Inspektor*
O. *P.*

Geprüft im bautechnischen Bureau der Königl. Eisenbahn-Direktion
Q.

—	—	—	*Die Schienenlängsträger liegen fest an dem Mauerwerk an, sodafs eine Längenausdehnung derselben verhindert wird. Dieselben sind freizulegen.*	—

Z. im Juni 1887.

Der Eisenbahnbau-Inspektor *Der Maschinen-Inspektor*
O. *P.*

u. s. w.

§ 38. Unterhaltungs- und Ergänzungsarbeiten. Die gewöhnlich vorkommenden Unterhaltungsarbeiten beschränken sich auf die Neuanstriche, welche bei guter Ausführung alle 5 bis 6 Jahre vorgenommen werden müssen und auf das Einziehen schadhaft gewordener Niete. Hierzu werden Hängerüstungen oder die im § 33 erwähnten Farbgerüste mit Vorteil benutzt.

Über die Art und Weise, wie Auswechselungen einzelner Teile einer Brücke zu geschehen haben, lassen sich allgemeine Regeln nicht aufstellen, da derartige Ausführungen zu sehr durch die besonderen Konstruktionen der einzelnen Bauwerke bedingt sind. Von vornherein wird man indessen unterscheiden müssen, ob einzelne Teile einer Auswechselung bedürfen oder ob die Gesamtkonstruktion als zu schwach erscheint.

Der erst erwähnte Fall liegt sehr oft vor. Es kann eine eiserne Brücke durch Einwirkung des Rostes oder durch andere Einflüsse in ihrer Tragfähigkeit eine Einbufse erlitten haben oder auch, und das ist bei gut unterhaltenen Brücken ein nicht seltener Fall, es können einzelne Teile infolge der Zunahme der Verkehrslasten nicht mehr tragfähig genug sein. Welche Teile einer Ergänzung bedürfen, kann in jedem Falle nur durch eine genaue Berechnung festgestellt werden; es werden indessen vielfach nur die Gurtungen der Hauptträger hiervon betroffen, während die übrigen Teile widerstandsfähig genug sind. In solchen Fällen wäre ein Entfernen der zu schwachen Konstruktionsglieder und Ersetzen derselben durch stärkere angezeigt. Da dies aber bei den meisten Gurtungsquerschnitten eine sehr beschwerliche Arbeit verursachen würde, namentlich infolge der Stofsverwechselungen in den Gurtungen, so hilft man sich in den meisten Fällen damit, dafs man eine Verstärkung der Gurtungen durch Aufbringen von Lamellen herbeiführt. Rüstungen können bei dieser Arbeit nicht vermieden werden, wenigstens nicht in der Ausdehnung, wie die Verstärkung vorgenommen werden soll. Der Träger mufs dabei teilweise wieder auf Kopfschrauben und Keillager gestellt werden, damit die Durchbiegung, welche derselbe durch die zu grofse Verkehrslast erfahren hat, möglichst beseitigt wird. Dann werden die Stofslaschen, welche den neuen Konstruktionsteilen im Wege sitzen, sowie die neu zu schlagenden Niete entfernt und die Lamellen nebst den neuen Laschen aufgebracht. Ein teilweises Neueinziehen der Diagonalen ist gewöhnlich unerläfslich.

Bei Drahtbrücken hat man derartige Verstärkungen in der Weise bewirkt, dafs man den vorhandenen Kabeln neue zufügte, welche gemeinsam mit jenen die Last zu tragen hatten. Ein Beispiel dieser Art bietet die Verstärkung der Drahtseil-Hängebrücke über die Saane bei Freiburg.[135])

Einzelauswechselung von Diagonalen, welche infolge von Fehlern im Materiale oder aus anderen Gründen notwendig werden sollten, kann man unter Zuhilfenahme von Flaschenzügen oder bei gröfseren Brücken dadurch bewirken, dafs man an geeigneten Stellen der Knotenpunkte provisorische Verbindungsstücke, welche mittels einer eingefügten Schraubenverbindung ein Anspannen ermöglichen, einbringt.

Ein Beispiel einer Änderung von Konstruktionsteilen an einer bestehenden Brücke ist auf T. XI, F. 1^{a-d} dargestellt. Dasselbe betrifft die Änderung der Hängebrücke bei Gotha, vergl. Kap. XIII, S. 183.[136]) Bei der Montierung der Brücke wurden, wie in

[135]) Deutsche Bauz. 1885, S. 289. — Rekonstruktion der grofsen Hängebrücke über die Saane bei Freiburg. O. Riese, Die Ingenieur-Bauwerke der Schweiz. Berlin 1887.

[136]) Die Brücke bei Gotha hat Fachwerks-Hängeträger mit ausgesteiften Zwickeln erhalten, nicht aber ausgesteifte Doppelketten, wie an oben bezeichneter Stelle infolge einer unrichtigen Originalmitteilung gesagt worden ist.

§ 30 angegebeu, feste Gerüste verwendet. Im Laufe der Zeit war eine Senkung eingetreten, welche bei 30° C. im Scheitel 145 mm gegenüber der Geraden betrug. Diese setzte sich zusammen aus einer gleichmäfsigen Senkung des mittleren Überbaues uud einer Scheitelsenkung. Erstere war dadurch entstandeu, dafs die Stützgelenke an den Endauflagern der Eisenkonstruktion den nicht sehr guten Sandsteiu zu sehr belasteten und die Lagerflächen zerstört hatten. Diese Stützgelenke standen teilweise nach der Brückenmitte zu geneigt und waren mit ihren Lagern so fest zusammengerostet, dafs sie nur mit grofsem Kraftaufwand gelöst werden konnten. Hierdurch hatte sich ein grofser Teil des Vertikaldruckes am Auflager auf die kleinen Lagerplatten der unteren Gurtung verlegt. Auch die Stützgelenke auf den Brückensäulen standen nicht senkrecht, und der dadurch hervorgebrachte Seitenschub hatte die Säulen verdrückt, sodafs ihre Gesimse fest an die nächsten Vertikalen der Trägerwände geschoben waren.

Die Scheitelsenkung war teilweise auf eine Abnutzung der Bolzen zurückzuführen, teilweise aber dem Umstande zuzuschreiben, dafs alle eisernen Bogenbrücken mit geringer Konstruktionshöhe am Scheitel Verbiegungen bei letzterem aufweisen, weil die mittleren flach liegenden Diagonalen, welche abwechselnd auf Zug und Druck in Anspruch genommen werden, erst in Wirkung treten, wenn die Gurtungen bereits über die Elastieitätsgrenze beansprucht sind. Die Abnutzung der Gelenkbolzen hatte eine schädliche Einwirkung vermehrt.

Das Heben des Brückenscheitels wurde dadurch bewirkt, dafs die Brückenmitte durch angemessen verteilte Schraubenwinden, welche auf der in F. 1^{a-d}, T. XI dargestellten Rüstung standen, wieder gehoben und gleichzeitig die Gelenke an den Endauflagern richtig gestellt und zur Unterbringung von Platten nach oben gekeilt wurden. Entsprechende Reparaturen wurden an den Säulenauflagern vorgenommen, die in der Nähe des Brückenscheitels liegenden Gurtungen und Diagonalen aber verkürzt, auch neue Gelenkbolzen angebracht. Die sämtlichen Änderungen wurden vorgenommen, ohne dafs weder der unter der Brücke durchgehende Eisenbahnverkehr noch der Verkehr über die Hängebrücke selbst gestört wurden.

Auswechselungen von Quer- und Schwellenträgern sind bei der Waal-Brücke bei Nymwegen an einem fertigen Brückenträger in grofsem Mafsstabe vorgenommen. Das hierbei beobachtete Verfahren soll nachstehend eingehend beschrieben werden.

Die Waal-Brücke hat acht Öffnungen und zwar drei von 127 m, fünf von 53,5 m Lichtweite; die entsprechenden Stützweiten sind 130 und 55,825 m. Die Breite ist für zwei Gleise bemessen. Die in Betracht kommende grofse Öffnung hat gerade untere Gurtung, während die obere Gurtung nach einem Radius von 155,44 m gekrümmt ist. Zwischen den Gurtungen ist die Länge der Endvertikalen 7 m, die der mittleren Vertikalen 21,5 m. Die Träger sind als Fachwerksträger zweiter Ordnung konstruiert, d. h. die Diagonalen geben über zwei Felder. Die Länge der einzelnen Felder ist verschieden, die der Endfelder ist 4,14 m, die des Mittelfeldes 8,28 m, dazwischen wächst die Länge in einer arithmetischen Reihe, deren Differenz 414 mm beträgt. Die mittleren neun Felder haben Gegendiagonalen. Zwischen den unteren Gurtungen liegt die Fahrbahn, welche durch ein System von Quer- und Schwellenträgern aus Stahl unterstützt wird. Diese sind Blechträger von 1,0 bezw. 0,685 m Steghöhe. Die obere Querverbindung der Hauptträger besteht aus zwei Steifen, von denen die obere sich den oberen Gurtungen anschliefst, die untere dagegen in einer Höhe von 5 m über den Schienen jedesmal zwei gegenüberstehende Vertikalen miteinander verbindet. Dazwischen befinden sich vertikale

und horizontale Verbindungen; unter anderem liegen auf den unteren Steifen in je 2 m Entfernung von der Längsachse der Brücke 200 mm hohe Längsverbindungen aus I-Eisen.

Die holländische Regierung hatte sich vorbehalten, fertig genietete Teile der Brücke auf Dehnbarkeit zu prüfen, dieselbe machte von diesem Rechte aber erst dann Gebrauch, als schon eine der grofsen Stromöffnungen, nämlich die mittlere, fertig war. Obwohl die betreffenden in der Werkstatt der Dortmunder Union vorgenommenen Proben die Bedingungsvorschriften übertrafen, indem sich bei einer Faserspannung von 26 kg f. d. qmm keine bleibende Durchbiegung zeigte und der Bruch erst bei einer Faserspannung von 38 bis 42 kg eintrat (vergl. § 4), so hatten andere mit den stählernen Trägern der Rheinbrücke bei Arnheim im Harkort'schen Werke angestellte Versuche doch Mifstrauen gegen die Anwendung von Stahlträgern hervorgerufen. Das holländische Ministerium genehmigte daher den Umbau der ganzen Fahrbahn und zwar sollten die mittleren stählernen Quer- und Schwellenträger, die wegen der Ungleichheit der Felder stärker konstruiert waren, an den Enden der Brücke verwendet und an ihrer Stelle schmiedeiserne Träger eingebaut werden. In Fig. 45 zeigen die einfachen Linien die stählernen, die doppelten die schmiedeisernen Träger in ihrer definitiven Lage.

Begonnen wurde mit der Arbeit in der Weise, dafs zunächst sämtliche Schwellenträger für das östliche Gleis herausgenommen wurden, wobei man das westliche Gleis für die Fortschaffung der herausgenommenen Träger benutzte. Durch starke Balken (Fig. 46), welche auf die unteren Gurtungswinkel der Querträger gelegt wurden, nebst übergelegten Bohlen stellte man nun einen Arbeitsboden her, von wo aus jeder einzelne

Fig. 45.

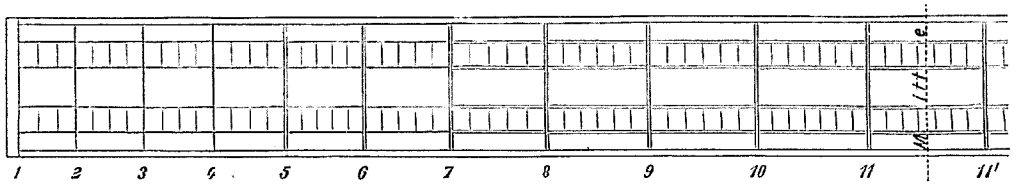
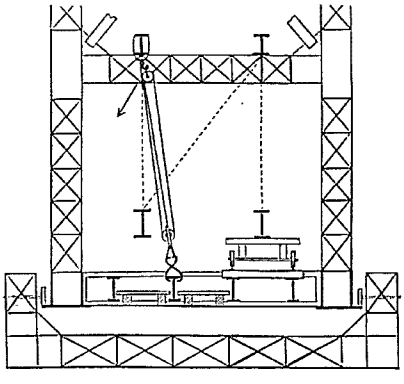


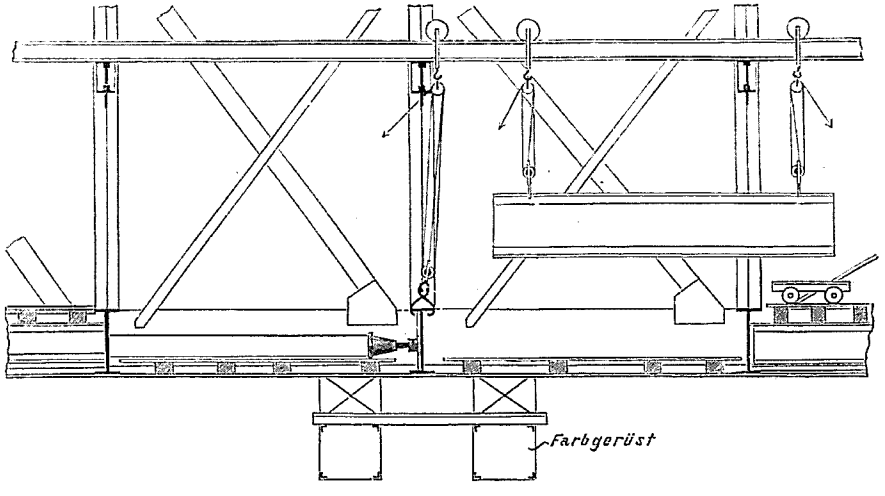
Fig. 46.



Schwellenträger durch Entfernung der Anschlufswinkel und Anschlufslaschen sowohl von den Querträgern als auch von den Verbindungen mit dem benachbarten Schwellenträger gelöst wurde. Hierbei ist, soweit erforderlich, auch das in F. 2, T. XI dargestellte Farbgerüst mitbenutzt. Der freigewordene Träger wurde nun in der Mitte durch eine Teufelsklaue gefafst und vermittels eines Flaschenzuges an das über die unteren Steifen laufende I-Eisen gehängt und sodann durch Fufswinden und Brechstangen, welche an seinen beiden Enden in entgegengesetzter Richtung wirkten, um seine mittlere Vertikalachse gedreht und zwischen den Querträgern herausgeklemmt. Dies ging meistens leicht von statten, da die horizontalen Lamellen nur 150 mm breit waren und sich die Träger daher in der Mitte nur wenig zu federn brauchten. Mittels eines Seiles hoch gewunden wurden die Träger von dem I-Träger des gegenüberliegenden Endverbandes aus mit einem zweiten Flaschenzuge gefafst und auf die Transportwagen niedergelassen. Das Gewicht eines solchen Schwellenträgers schwankte zwischen 400 und 700 kg.

Das Herausnehmen der westlichen Schwellenträger geschah gleichzeitig mit dem der Querträger von Feld zu Feld, sodafs die bis an das jeweilig noch vorhandene Gleisende gerückten Transportwagen in besprochener Weise benutzt werden konnten. Das hierbei beobachtete Verfahren ist weiter unten angegeben. Vorab ist folgendes zu erwähnen: Um Zeit für die Ausführung der Veränderungen, welche die wieder zu verwendenden Stahlträger in der Fabrik erfahren mufsten, zu gewinnen, wurde zunächst Feld 8 bis 9 und dann Feld 9 bis 10 von den Schwellenträgern befreit, darauf Querträger 9 herausgenommen und sofort durch den neuen schmiedeisernen ersetzt. Nachdem dann auch das Feld 10 bis 11 frei gemacht war, konnte Querträger 10 entfernt und nach seiner Ersetzung durch einen neuen konnte das Feld 9 bis 10 wieder mit neuen Schwellenträgern versehen werden. Nun folgte beim Herausnehmen der Schwellenträger das Feld 11 bis 11′, alsdann Querträger 11, nach dessen Ersetzung das Feld 10 bis 11 wieder mit vier neuen Schwellenträgern versehen werden konnte. So ging es fort bis zum Feld 2′ bis 1′. Dann wurde bis Träger 9 das Gleis wieder hergestellt, und die Schwellenträger 8 bis 7 wurden herausgenommen, worauf Querträger 8 frei und durch einen neuen ersetzt werden konnte. Nachdem nun auch die neuen Schwellenträger 9

Fig. 47.



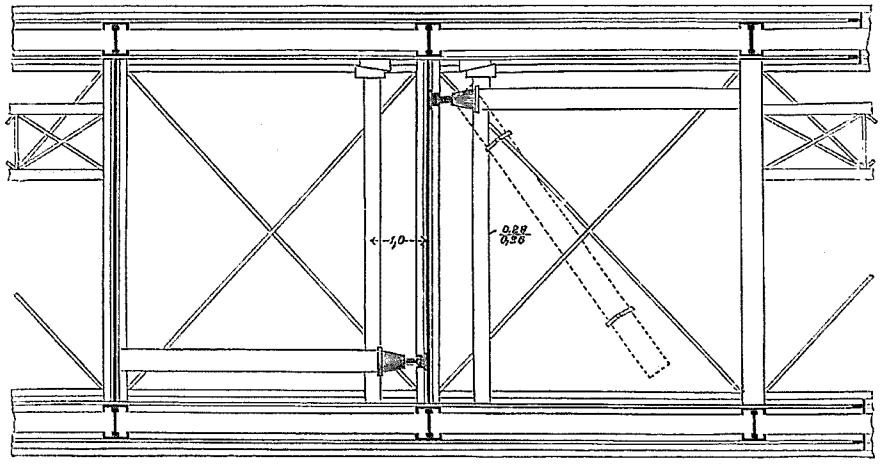
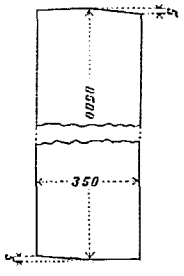


Fig. 48.

bis 8 wieder eingesetzt waren, ging es in der angegebenen Weise weiter bis zum anderen Endfeld, wobei das Gleis jedesmal nach Bedürfnis abgebrochen und wieder gelegt wurde.

Zum Herausnehmen der Querträger (Fig. 47 u. 48) stellte man einen Arbeitsboden dadurch her, dafs Balken auf die Winkel der unteren Gurtung gelegt und mit Brettern abgedeckt wurden. Zwei dieser Balken, welche an jeder Seite des herauszunehmenden Querträgers in einer Entfernung von 1 m lagen, waren sehr stark (28/26 cm) und wurden mit starken buchenen Keilen zwischen die Gurtungen gespannt, um dieselben auseinander zu halten, damit nicht nach dem Herausnehmen des Querträgers die Spannung in dem Horizontalverband eine Annäherung der Gurtungen verursache. Nachdem die Keile gehörig angeschlagen, wurde der Querträger gelöst und mit zwei Flaschenzügen an beiden I-Eisen des Längsverbandes befestigt, derart, dafs mittels Rollen die Flaschenzüge auf den I-Eisen beweglich waren. Nun wurden an beiden Enden auf entgegengesetzten Seiten des Querträgers Kopfschrauben angesetzt, welche sich durch Balken gegen die noch festen Querträger stützten, und durch Andrehen der Schrauben bewegte man die Querträger um ihre vertikale Achse. Auch dies ging leicht, weil die Grundrifs-Diagonale der Lamellen nur 3 mm gröfser war, als die Länge derselben und nach Wegnahme der Anschlufswinkel sich stets einiges Spiel zwischen Querträger und unterer Gurtung zeigte. Der hochgewundene Querträger wurde mittels Rollen in die punktierte Lage gebracht und durch Anwendung eines dritten beweglichen Flaschenzuges, welcher oberhalb des Transportwagens befindlich war, auf letzteren niedergelassen. Das Gewicht der stählernen Querträger schwankte zwischen 1600 und 2200 kg.

Fig. 49.



Das Einsetzen der neuen Querträger, welche ein Gewicht von 3000 bis 3800 kg hatten, geschah in ähnlicher Weise. Es wurde dadurch erleichtert, dafs die oberen horizontalen Platten nicht fest genietet waren und beim Einsetzen herunter genommen wurden. Aufserdem war das vertikale Stehblech an beiden Enden um 3 mm gekürzt, auch Winkel und Lamellen der unteren Gurtungen waren an entgegengesetzten Seiten um 5 mm abgeschrägt, s. Fig. 49.

Bei Drahtseilbrücken sind zahlreiche Auswechselungen einzelner Drähte sowohl wie auch der Verankerungsketten vorgenommen; einige interessante Beispiele mögen hier Platz finden.

Auswechselung von Drähten der Brücke bei Beauvoir über die Isère.[137])

Die Spannweite der Mittelöffnung beträgt 99 m. Die Aufhängung der Fahrbahn ist an vier Kabeln erfolgt; die Zahl der Drähte aller Kabel beträgt 1526. Jede Hängestange der Brücke ist mit den beiden auf derselben Seite liegenden Kabel mittels je einer Öse verbunden.

Die Verankerungskabel, welche die Verlängerung der Tragkabel bilden, treten von der Stelle ab, wo sie die Fahrbahn treffen, in einen kleinen gewölbten Stollen. Ungefähr 2,7 m vom Verankerungspunkte hört die Zugänglichkeit dieses Stollens auf, und am äufsersten Ende hat derselbe nur noch einen Durchmesser von 20 cm. Die Kabel geben durch diese Stollen hindurch und jedes derselben schlägt sich am Ende um einen gufseisernen Stützkörper (Support). Dieselben werden durch eiserne Keile gehalten,

[137]) Ann. des ponts et chaussées 1872, I. S. 312. Mit Abbild.

Fig. 50 *a*.

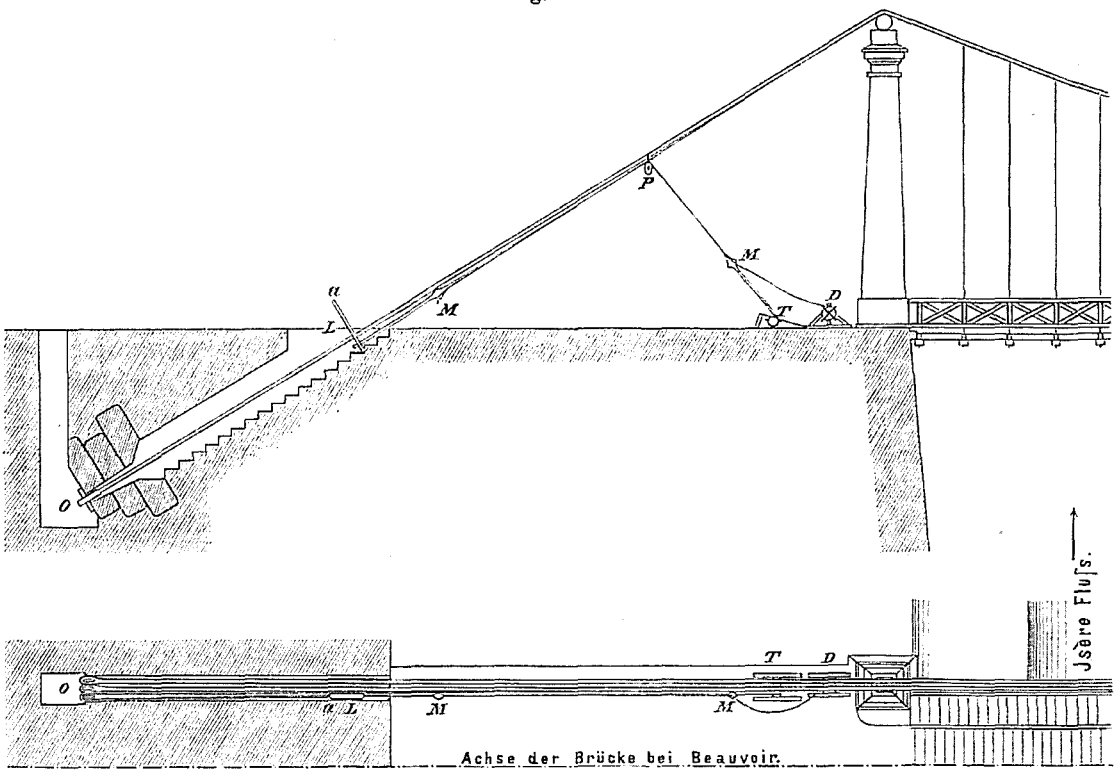


Fig. 50 *b*.

welche sieh gegen die Quader legen, die unten in den vertikalen Ankerschächten angebracht sind. Durch die vertikalen Schächte sind die Verankerungspunkte stets zu erreicheu.

Diejenigen unterhalb des Erdbodens befindlicben Teile der Verankerungskabel, welehe sich hei der Untersuchung mangelhaft zeigten, mufsten ersetzt werden; dies geschah in folgender Weise (s. Fig. 50):

In jedem der vier vertikalen Ankersehächte befinden sieh zwei Kabel, von denen jedes um einen Support geschlungen ist. Es wurde ein dritter Support eingebracht und mit Hilfe desselben Drabt für Drabt eines schadhaften Kabels ersetzt. Der Support dieses Kabels wurde dadurch frei und nun bediente man sich desselben, um die heschädigten Teile des zweiten Kabels zu ersetzen. Zunächst entfernte man die Drahtumhüllung des Kabels an der Stelle, woselbst dasselbe repariert werden sollte. Ein Arbeiter zersehnitt sodann einen Drabt dieses Kabels; ein anderer Arbeiter nahm das in eine Schlinge gebogene Ende eines neuen Drahtes, aufgewimden auf den Haspel *D*, in die Hand, schlang dasselbe um die an das Verankerungskabel hefestigte Rolle *P* und stieg damit in den geneigten Ankerstollen. Am Ende des passierbaren Teiles des Stollens angekommen, reiehte er das Ende des Drahtes einem anderen Arbeiter, der sich in der Ankerkammer befand. Dieser schlang den Drabt um den neuen Support und gab ihu dem ersten Arbeiter zurück, weleher nun mit dem Ende des neuen Drahtes wieder in die Höhe stieg his zur Verhinduugsstelle. Sodann schritt man zur Vereinigung der beiden Drähte.

Während der soeben besehriebenen Arbeiten wurde ein zweiter Draht des zu reparierenden Kabels zerselmitten. Die Spannung dieses zerschnitteuen Drahtes wurde

durch einen Arbeiter mittels des Hebels L erhalten. An diesem Hebel war ein Seil befestigt; dasselbe hatte man am anderen Ende mit einer Zange M verbunden, mit welcher der Draht jenseits des Teilungspunktes gefafst wurde. Gleichzeitig wurde der neue Draht, welcher schon mit dem zuerst zerschnittenen verbunden war, durch den Haspel T' angezogen, und es blieb nunmehr nur übrig, diesen neuen Draht mit dem zweiten zerschnittenen ebenfalls zu verbinden. In gleicher Weise wurde mit den übrigen Drähten verfahren. Die Verbindungstellen der Drähte wurden so gewählt, dafs sich diese Punkte auf eine Länge von ungefähr 10 m verteilten.

Änderung und Verstärkung der Hängebrücke über den Niagara.[138])

Diese Brücke hat eine Öffnung von 250,2 m und ist seit 1855 im Betriebe befindlich. Dieselbe hat eine obere Fahrbahn für den Eisenbahn- und eine untere für den Strafsenverkehr. Auf jeder Seite der Fahrbahn sind zwei Drahtkabel von verschiedener Pfeilhöhe, an welchen ein Fachwerksträger, dessen Höhe (5,5 m) dem Abstande der beiden Fahrbahnen entspricht, aufgehängt ist. Von den Auflagerstellen auf den Pylonen geben acht schräge Drahtseile nach einzelnen Punkten der unteren und oberen Fahrbahn. Die ursprünglich hölzernen Fachwerksträger sind später in Stahl und Eisen umgebaut. Die Kabel sind auf den Pylonen über auf Rollen gelagerte Auflagersättel geführt und unbelastet nach rückwärts bis zu den Ankerketten geführt. Diese Ankerketten steigen vertikal aus den Ankerschächten und sind nach und nach in die Richtung der Rückhaltskabel übergeführt. Man vergl. T. III der vierten Abteilung, F. 15 bis 20 u. Kap. XIII, S. 157 u. 199.

Jedes Kabel hat einen Durchmesser von 257 mm und besteht aus 3640 Drähten No. 9 der Birmingham Skala (18 Fufs engl. auf 1 Pfd. engl. oder 12,09 m auf 1 kg, entsprechend einem Durchmesser von 3,68 mm). Dieselben sind in 7 Strängen oder Litzen von je 520 Drähten verteilt, aber sämtlich parallel, ohne Drehung gelegt worden. Die Anschlüsse der Kabel an die Ankerketten sind in der durch F. 20^{r} der vorhin bezeichneten Tafel dargestellten Weise hergestellt, s. auch Fig. 51, S. 255. Die sieben Litzen eines Kabels, welche an den Enden über gufseiserne Kauschen[139]) geführt sind, trennen sich in zwei Gruppen von drei und vier Litzen. Jede derselben ist für sich an einen durch die zusammengehörigen Kauschen gesteckten Bolzen angeschlossen. In gleicher Weise sind die Glieder der Ankerkette, deren Zahl in der letzten Gliederlänge auf neun vermehrt ist, in zwei Gruppen von vier und fünf geteilt, welche die drei und bezw. vier Kauschen der Drahtlitzen zwischen sich fassend an denselben beiden Bolzen angreifen.

Eingehende Untersuchungen hatten ergeben, dafs ein Teil der Drähte an den Anschlufsstellen durchgerostet war, und dafs die Verankerungen zu schwach hergestellt waren. Die aus dem erstgenannten Schaden entspringende Arbeit war vergleichsweise wenig umfangreich, da aus einem Kabel von 3640 Drähten höchstens 65 Stück ausgewechselt werden mufsten. Beide Arbeiten wurden in nachstehend beschriebener Weise ausgeführt:

Das Spleifsen der Drähte geschah in derselben Weise wie bei der ursprünglichen Herstellung der Kabel, nämlich durch Abschrägung der beiden zusammenzufügen-

---

[138]) Zeitschr. f. Baukunde 1883, S. 155. Daselbst und in Nouv. ann. de la constr. 1880, S. 183 ist auch der Umbau der Fachwerksträger und der Fahrbahnen der Niagara-Brücke besprochen. — Die Umbauten der Niagara-Brücke. Org. f. d. Forlschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 141. — Über Untersuchung des Zustandes dieser Brücke vergl. Journ. of the Franklin Inst. 1873, S. 79. — Engng. 1874, Aug. S. 157. — Railroad Gaz. 1877, März, S. 141.

[139]) „Kausche" nennt der Schiffer einen vertieften eisernen Ring, welcher so gebildet ist, dafs man das Ende eines Taues herumlegen kann. Hier ist jenes Wort für die mit Vertiefungen versehenen hufeisenförmigen Körper gebraucht, welche die Verbindung zwischen den Kabeln und den Ankerketten vermitteln, indem sie die ersteren aufnehmen, vergl. Fig. 51.

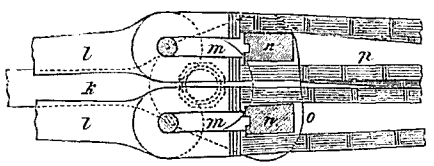
den Enden, Riffelung der Oberfläche beider Drähte auf die Länge des Stofses und feste Umwiekelung des Stofses mit ausgeglühtem Bindedraht.[110]) Nachdem ein Ende des Ergänzungsdrahtes mit einem der alten Drähte verbunden war, mufste das andere Ende an den entsprechenden alten Drabt mit Spannung angefügt werden. Hierzu benutzte man einen zangenartigen Apparat aus zwei etwa 90 cm langen Armen bestehend, welche an dem einen Ende scharnierartig verbunden und am anderen Ende zum Festklammern je eines der beiden zu verbindenden Drahtenden eingerichtet waren. Die beiden Arme konnten durch eine mit Schraubengewinde versehene Verbindungsstange zusammengezogen werden und spannten auf diese Weise die Drähte, während das Spleifsen vorgenommen wurde. An seitwärts gezogenen Drähten war mittels einer Federwage die Spannung in den Drähten gemessen, und der zu erneuernde Drabt wurde vor dem Spleifsen durch Anziehen der Schraube des Zaugenapparates so lange gespannt, bis die Federwage für die in der Mitte des Drahtes ausgeübte Kraft die gleiche Spannung wie bei den unversehrten Drähten ergab.

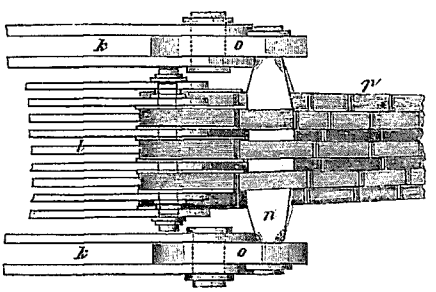
Die Verankerung anlangend, so wurde für jedes Kabel die Verstärkung der Verankerung durch zwei zu beiden Seiten desselben angeordnete Gliederketten beschlossen. Für die beiden an jedem Widerlager hintereinander liegenden Verankerungen des oberen und unteren Rückhaltkabels ergaben sich also vier getrennte neue Gliederketten, welche in einen gemeinsamen neuen Ankerschacht hinabgeführt sind.

Der Anschlufs der neuen Ankerketten an die Kabel ist bewerkstelligt, wie in F. 20[b], T. III der vierten Abteilung und in gröfserem Mafsstabe als dort hinsichtlich der Stelle, woselbst die alten Ankerketten l, die neuen Ankerketten k und die Kabel p zusammentreffen, in Fig. 51 dargestellt ist.

Fig. 51. M. 0,03.

Vertikalschnitt.





Grundrifs.

Zunächst wurde in das Innere jeder Kausche ein gufseisernes Futterstück m eingebracht, welches sich an dem einen Ende gegen die Bolzenlaibung stemmte und dementsprechend konkav bearbeitet war, während das andere Ende unter rechtem Winkel glatt abgehobelt wurde. Vor die ebenen Enden dieser Futterstücke wurde nun für jede der beiden Kauschenreihen ein gufsstählernes Querstück n mit gehobelter Anlagefläche eingeschoben, welche an beiden Enden in abgedrehte Bolzenenden auslief. Auf jeder Seite wurde ein dreieckiges Kettenglied o mit zwei Bolzenlöchern über die Enden der beiden Querstücke geschoben, während ein durch das dritte Bolzenloch tretender Bolzen zum Anschlusse einer der beiden Ankerketten diente. Da die obere Kauschenreihe drei, die untere dagegen vier Litzen des Kabels enthielt, die Spannung jedoch gleichmäfsig auf alle sieben Litzen übertragen werden sollte, haben die dreieckigen Kettenglieder eine unsymmetrische Form erhalten, derart, dafs die Hebelarme für den Angriff des oberen und des unteren Querstückes n, bezogen auf die in gradliniger Verlängerung des Kabels angeordnete Mittellinie der Ankerkette, sich verhalten wie 4:3. Um den neuen Ankerketten den beabsichtigten Anteil an der Spannung zu sichern,

[110]) Zeitschr. f. Bauw. 1862, S. 380.

wurde bei der Verankerung der oberen Rückhaltkabel der Weg eingeschlagen, einen der Knotenpunkte vorläufig bei der Montierung um etwa 5 cm aus der beabsichtigten Lage nach dem Mittelpunkte des von den Ankerketten gebildeten Polygons hin zu verschieben und nach vollständiger Anbringung und Befestigung der neuen Ankerketten dieselben durch Erhitzung um das der beabsichtigten Spannung entsprechende Mafs zu verlängern. In diesem Zustande wurde dann der Knotenpunkt durch Futterplatten unterkeilt, sodafs die Ketten beim Erkalten die angenommene Spannung erhielten und die alten Ankerketten entsprechend entlasteten. Bei den Verstärkungsketten für die unteren Rückhaltkabel dagegen spannte man die Spannstangen an den Knickpunkten des Ketten-Polygons vor dem Anschlusse an das Kabel so lange durch Anziehen von Schraubenvorrichtungen, bis eine an der Kette angebrachte Mefsvorrichtung das richtige Mafs der Ausdehnung derselben anzeigte.

Bei Auswechselungen von Drahtseilen der vorstehend angegebenen Art handelt es sich, wie in den vorstehenden Beispielen hervorgehoben, wesentlich darum, dafs die Spannung in den neuen Drähten die gleiche sei, wie in den alten. Dies ist aber meistens sehr schwer zu erreichen. Kann man deshalb auch anstandslos derartige Auswechselungen vornehmen, sofern es sich um Erneuerung weniger Drähte handelt, so erscheint dies Verfahren doch bedenklich, wenn der gröfsere Teil der Drähte ersetzt werden mufs. Beweis hierfür ist der Umstand, dafs einige französische Drahtbrücken, welche einer entsprechenden Erneuerung unterworfen wurden, trotzdem alsbald einstürzten.[141]) Die Brücken waren in den Jahren 1833 bis 1845 erbaut.

Litteratnr.

Rekonstruktion der Hängebrücke von Roche Bernard. Ann. des ponts et chaussées 1859, Heft 6.

Rekonstruktion des Dinting- und des Mottram-Viadnkts. Engineer 1863, Febr.

Hebung gesprengter gufseiserner Bogen. Nouv. ann. de la constr. 1871.

Rekonstruktion eines eisernen Fachwerkträgers bei Sonppes über den Loing. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1872, S. 52.

Erneuerung der Spanntaue der 99 m weit gespannten Drahtseilbrücke über die Isère. Ann. des ponts et chaussées 1872, S. 312.

Rekonstruktion der Eisenbahnbrücke über den Schuylkill-Flufs. Journ. of the Franklin Inst. 1875, Dez. S. 375.

Rekonstruktion der Donau-Brücke bei Straubing. (Auswechselung der unteren Gurtung Howe'scher Träger gegen eine eiserne Gurtung.) Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 359.

Die Themse-Brücken in London (Verstärkung von Hängebrücken). Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 99.

Auswechselung von Drahtseilen französischer Hängebrücken. Ann. des ponts et chaussées 1886, Jan., S. 150. Mit Abbild.

Auswechselung der Kabel der Hängebrücke von St. Christophe. Annales industrielles 1887, März, S. 339. Mit Abbild.

§ 39. Umbau eiserner Brücken. Neubau derselben an Stelle von alten.

Der gänzliche Umbau bezw. Neubau einer Brücke kann durch plötzliche Zerstörung der alten herbeigeführt werden; er kann aber auch das Ergebnis einer Prüfung sein, der zufolge die alte Brücke aus irgend welchen Gründen als ungenügend für den Verkehr erkannt wurde. Im ersten Falle wird man unvorbereitet sich in der Lage befinden, für schleunigen Ersatz sorgen zu müssen, während in den letzten Fällen der Umbau wohlvorbereitet zur Ausführung gelangt. Meistens aber ist rasches Handeln geboten, um den durch die Brücke vermittelten Verkehr möglichst wenig zu beeinträchtigen.

[141]) Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 346.

Beim Eintritt einer plötzlichen Zerstörung entsteht zuerst die Frage, ob es zweckmäfsig ist, den Verkehr bis zum Neubau hezw. bis naeh erfolgter Reparatur einzustellen oder ob vor allem auf die Herstellung einer provisorisehen Überbrückung Bedacht genommen werden mufs. Die Herstellung einer genügend starken Notbrücke hat jedocb in vielen Fällen besondere Schwierigkeiten und erfordert Zeit und Geld; da somit an sofortigen Ersatz wohl nur in den seltensten Fällen gedacht werden kann und eine kürzere oder längere Verkehrsstörung unter alien Umständen eintreten mufs, so ist stets zu erwägen, oh sich die Herstellung einer dauerhaften Brücke nieht so hesehleunigen läfst, dafs die Ausgaben für eine Notbrücke erspart werden können. Was sich in dieser Beziehung bei sachkundigen und raschen Anordnungen und entsprechender Ausführung erreichen läfst, lehrt u. a. das Beispiel der Portage-Brücke.[142])

Am 6. Mai 1875 brannte die alte Holzbrücke über den Genessee-Flufs bei Portage, in der Erie-Eisenbahn gelegen, mitsamt den Holzpfeilern ab. Der Viadukt war 259,1 m lang, 71,36 m hoeh über Thalsohle und in Spannweiten von je 15,24 m gebaut. Am 13. Juni wurde nach inzwisehen vorgenommenem Bau der neuen Widerlager und nach Reparatur des unteren Pfeilermauerwerks mit dem Bau des ersten eisernen Pfeilers begonnen und am 31. Juli die Brüeke naeh stattgehahter Prüfung dem Verkehr übergehen. Die Einzelheiten der Ausführung sind auf S. 137 angegeben.

Namentlich in den Fällen, wo reifsende Ströme oder sehr tiefe Thäler zu überbrücken sind, aufserdem in Städten hei mangelnder Strafsenbreite wird eine Kostenherechnung gegen die Sehaffung einer von der alten Brücke unabhängigen Überbrückung sprechen, während natürlich unter günstigeren Verhältnissen dieses einfachste, wenn auch nicht immer billigste Vorgehen gewählt ist. Derartige Ausführungen sind sehr zahlreich, bieten indessen für eiserne Brücken wenig Erwähnenswertes; es genügt deshalb, anf das Beispiel des Umbaues der Inn-Brücke bei Passau[143]) zn verweisen.

Eine unterhalb der alten Brüeke erbaute Notbrüeke von vier Öffnungen à 26 m Weite nebst weiteren Öffnungen von 14,7 m ruhte auf hölzernen Doppeljochen. Die Montierung der definitiven Brücke erfolgte in ähnlicher Weise wie hei der Brüeke über den Douro hei Regoa (vergl. S. 140), jedoeh auf eisernen Rüstträgern, wodnrch eine Behinderung der Schiffahrt ausgesehlossen blieb.

Mehr oder weniger provisorisebe Einriehtungen sind in alien den Fällen erforderlicb, in welchen die alten Brücken bis naeh Fertigstellung der neuen teilweise oder ganz beibehalten werden. Bei solchen Umbauten von Eisenbahnbrücken sind drei Methoden als besonders hemerkenswert zu hezeichnen:

1. Die Gleise werden derartig unterbaut, dafs die Lasten von den provisorisehen Stützen getragen werden nnd eine Auswechselung aller Konstruktionsteile der alten Brücke stattfinden kann.
2. Die neue Brücke wird neben der alten auf einem Hilfsgerüst montiert und nach Beseitigung des letzteren eingeschoben.
3. Die neue Brücke wird an beliebiger Stelle montiert und später eingefahren.

1. Unterbauen der Gleise. Diese Art der Ausführung wird sich besonders dann empfehlen, wenn die Brüeke in nicht zu bedeutender Höhe liegt und eine Verlegung der Strafse unthunlieh ist, daher dieselbe auch bei bedeutenden Gleisgruppen

[142]) Journ. of the American Soc. of civ. eng. 1876, Jan. — Scientific American 1876, Suppl., S. 55. — Railroad Gaz. 1876, Jan. — Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, No. 14. — Engng. 1876, Mai.

[143]) Zeitsehr. f. Baukunde 1879, S. 50.

u. s. w. zur Anwendung gekommen ist. In Bezug auf die Kosten sei erwähnt, dafs dieselben sich im allgemeinen nicht geringer stellen können, als bei Erbauung einer selbständigen Hilfsbrücke, da das Montieren der neuen Brücke durch die Rüstböcke erschwert wird.

Als Beispiele derartiger Umbauten sind namentlich die Weg- und Eisenbahn-Unterführungen auf der Verbindungsbahn zwischen der Auteuil-Linie zu Courcelles und der Gürtelbahn Batignolles-Clichy[144]) zu erwähnen. Eine eingehende Beschreibung dieser Ausführung findet sich auf S. 173 u. ff. Auch der Umbau der Eisenbahnbrücke auf Station Stepney wurde in ähnlicher Weise bewirkt.[145])

Von Strafsenbrücken ist an dieser Stelle der Umbau der Torgauer Elb-Brücke[146]), bei welcher ein ähnliches Verfahren angewendet wurde, anzuführen. Die alte 256 m lange Brücke bestand aus hölzernen Sprengwerken, welche, auf massiven Pfeilern ruhend, den Flufs in 14 Öffnungen von je 19 bis 22 m Weite überspannten. Beim Neubau wurden je zwei der acht mittleren Öffnungen in eine von 44 bis 52 m Weite zusammengezogen. Die neue Fahrbahn lag in Höhe der alten, eine Verkehrsunterbrechung war nicht statthaft. Man stellte auf die Knotenpunkte der alten Sprengwerke hölzerne Stützen, welche mit einem lichten Zwischenraum von 90 cm über dem alten Pflaster die vorläufige schmälere Brückenbahn trugen. Darunter wurden nun die Querträger eingezogen, die Buckelplatten befestigt und Asphalt auf Beton zur Bildung der neuen Fahrbahn aufgebracht. Gelangte man bei dieser Arbeit an eine der Stützen der zeitweiligen Brückenbahn, so wurde diese Stütze durch Streben, welche teils auf dem nächsten Knotenpunkte des alten Sprengwerkes, teils auf dem benachbarten eisernen Querträger ruhten, ausgewechselt. Auch das Montierungsgerüst für die Hauptträger (Schwedler'sche Träger) stand auf der alten Holzkonstruktion. So wurde es möglich, den Umbau zu vollenden, ohne dafs die Brücke länger als zwei Nächte gesperrt zu werden brauchte.

2. Montieren der neuen Brücken neben den alten. Bei dieser und der dritten Methode (dem Einfahren der Brücken) sind Gefährdungen des Betriebes u. s. w., wie solche bei dem zuvor geschilderten Verfahren eintreten können, ausgeschlossen; dagegen mufs eine, wenn auch kurze, gänzliche Unterbrechung des Verkehrs beim Auswechseln eintreten. Um diese Störung möglichst kurz andauern zu lassen, sind die Vorkehrungen zum Beseitigen der alten Brücke sowohl, als zum Einbringen der neuen auf's Sorgfältigste zu treffen. Alte hölzerne Brücken werden meistens in ihre einzelnen Teile zerlegt; eiserne Brücken hebt man mit Pontons ab oder wälzt sie auf besondere provisorische Joche, von denen sie später entfernt werden.

Eine Begrenzung findet die Anwendbarkeit dieser Methode durch rasch fliefsende und dem Eisgange während der Dauer der Arbeit ausgesetzte Gewässer, aufserdem aber auch, wenn zu hohe Rüstungen erforderlich und dementsprechend die Kosten zu bedeutend werden.

Beispiele derartiger Umbauten sind u. a.: Auswechselung einer provisorischen Holzkonstruktion gegen eine Eisenkonstruktion[147]) (vergl. S. 160) und Umbau der Waag-Brücke nächst Tornocz[148]) (S. 161). Bei kleinen Brücken kann auch das Einschiebe-

[144]) Ann. des ponts et chaussées 1872, Jan.

[145]) Engng. 1876, Mai. — Engineer 1876, Mai.

[146]) Deutsche Bauz. 1880, S. 138.

[147]) Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 1.

[148]) Allg. Bauz. 1880, S. 79.

verfahren, welches bei der oberen Mosel-Brücke bei Diedenhofen (vergl. S. 148) angewendet wurde, zweckmäfsig sein.

3. Einfahren von Brücken. Alle Auswechselungen von kleinen Brücken bis etwa 10 m Weite werden sich am einfachsten in dieser Weise vornehmen lassen. Derartige Brücken können noch bequem auf zwei Wagen verladen und fertig montiert an Ort und Stelle gesehafft werden. In einer längeren Betriebspause, nötigenfalls mit Zuhilfenahme der Nachtstunden, wird die alte Brücke entfernt und die neue eingebracht.

Brücken bis 5 m lang finden noch auf einem Wagen Platz. Ist ein transportabler Krahn vorhanden, so läfst sich derselbe mit Erfolg benutzen. Der nach der Brücke zu schiebende Zug hat an der Spitze den Krahn, dann den Brückenwagen und zuletzt die Lokomotive. Nachdem der Krahn eingestellt und gleichzeitig auf der alten Brücke die Schienen in ihren Verbindungen gelöst sind, wird die alte Brücke abgehoben, die neue verlegt, worauf nach Wiederherstellung der Verbindungen und nach Regulierung der Höhenlage der Anschlufsschienen die Brücke wieder fahrbar ist. Die ganze Arbeit läfst sich einschliefslich der Belastungsprüfung in einer Stunde ausführen.

Sind die Brücken etwas gröfser, so hebt man dieselben auf den Wagen liegend etwas an, unterbaut sie mit Schwellen, entfernt die Wagen und läfst die Träger auf Walzen herab. Dieselben werden dann über die alte Brücke gewalzt und wieder etwas angehoben, sodann wird die alte Konstruktion entfernt, worauf die neue Brücke herabgelassen und eingerichtet werden kann. Falls Änderungen oder Reparaturen am Mauerwerk stattfinden müssen, wird man je nach der Höhe der Schienenlage durch Böcke, eingebautes Sprengwerk u. s. w. den Betrieb aufrecht erhalten können. Richtige Disposition und gutes Ineinandergreifen der Arbeiten sind bei der Kürze der Zeit erforderlich, umsomehr, als unter allen Umständen dem Befahren durch Züge Belastungsprüfungen vorausgehen müssen.

Bei grofsen Brücken werden zum Einfahren natürlich umfangreichere Vorkehrungen erforderlich. So erfolgte die Auswechselung des Überbaues zweier Öffnungen der Eisenbahnbrücke bei Magdeburg[149]) in der Weise, dafs die neuen auf dem Lande montierten Träger auf Wagen über die alten Träger gebracht und dort auf Sandcylinder niedergelassen wurden, siehe Seite 159. Nachdem sodann die alte Konstruktion mittels Pontons abgefahren war (S. 171), wurden die neuen Träger mit Hilfe der Sandcylinder auf die Auflager niedergelassen, siehe Seite 179. Sämtliche Auswechselungsarbeiten erfolgten in drei Tagen. Auch die Auswechselung der Schiffkorn-Träger des Stranover Viadukts (S. 180) ist bemerkenswert.

Die vorstehend angeführten Beispiele betreffen vorwiegend Eisenbahnbrücken. Die Strafsenbrücken anlangend soll noch an einem Beispiele klar gelegt werden, in welcher Weise der Umbau der Brücke über den Neckar bei Mannheim seitens der Bewerber, deren Entwürfe bei der betreffenden Konkurrenz mit den drei ersten Preisen gekrönt wurden, geplant war.[150])

Es handelt sich um den Umbau einer Kettenbrücke in eine feste Strafsenbrücke. Die Kettenbrücke hat eine Gesamtbreite von 9 m, von welcher 5,25 m auf die Fahrbahn entfallen; sie überspannt eine Mittelöffnung von 85,4 m und zwei Seitenöffnungen von je 42,7 m Lichtweite. Für den gesteigerten Verkehr ist die an sich noch gut erhaltene Kettenbrücke nicht mehr ausreichend, zudem gab die Sicherheit des Gesamt-

[149]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1878, S. 459.

[150]) Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 430 ff.

bauwerkes insofern zu Bedenken Anlafs, als die Flufssohle sich seit der Zeit des Baues um 3 m gesenkt hatte. Zur Sicherung der mit der Flufssohle ziemlich in gleicher Höhe liegenden Fundamentsohle waren ausgedehnte Steinschüttungen und dergl. erforderlich geworden, wodurch die Durchflufsöffnung zur Ungebühr verengt wurde.

Für die neue Brücke ist eine Fahrbahnbreite von 10 m vorgeschrieben, die beiderseits der Fahrbahn anzulegenden Gehwege sollen eine lichte Breite von je 3,5 m erhalten. Die Länge der neuen Brücke wird durch die bestehenden beiderseitigen Endpfeiler bestimmt, deren Entfernung, in der Brückenachse gemessen, 185,6 m beträgt; die Mittelpfeiler haben zur Zeit eine Breite von 7,4 m. Es war bei dem Ausschreiben freigegeben, die alten Pfeiler beizubehalten; die Gesamt-Durchflufsöffnung der neuen Brücke durfte indessen nicht kleiner werden, als die der alten war. Auch sollten, falls die alten Pfeiler beibehalten würden, die Fundamente zuverlässig gegen Unterspülung bis auf angemessene Tiefen hinab geschützt werden. Da ferner am Vorkopf eines Strompfeilers ein Teil der Spundwand im Jahre 1880 zerstört ist, so durften an diesem Pfeiler keine umfangreichen Rammarbeiten vorgenommen werden. Endlich sollte kein Teil des neuen Überbaues tiefer als 1 m unter der bisherigen Fahrbahn (etwa 13 m über jetziger Flufssohle) liegen.

Eine erschwerende Bedingung war, dafs während der Monate Dezember, Januar und Februar keinerlei Einbauten, weder zu Zwecken des Brückenbaues, noch zur Überleitung des Strafsenverkehrs im Neckar verbleiben dürfen, auch wurde es als durchaus unstatthaft erklärt, dafs alte und neue Pfeilerbauten gleichzeitig im Flutraum der Brücke beständen. Dabei sollte aber die Längenachse der neuen Brücke mit derjenigen der alten zusammenfallen.

Die drei preisgekrönten Lösungen dieser Aufgabe haben folgende Grundlagen:

1. Herstellung einer Notbrücke. Erbauung der neuen Brücke auf neuen Pfeilern.
2. Ausführung der neuen Hauptträger neben denen der alten Brücke unter Beibehaltung des unteren Teiles der alten Pfeiler, nachdem zuvor die Fahrbahn der alten Brücke angehoben ist. Allmähliche Überleitung des Verkehrs von der alten auf die neue Fahrbahn.
3. Montierung des neuen Überbaues auf Hilfspfeilern und Überleitung des Verkehrs auf diese vorläufig in unrichtiger Lage befindliche neue Brücke. Ersatz eines alten Mittelpfeilers durch einen neuen. Seitliches Einbringen des neuen Überbaues.

Die unter 1. und 2. bezeichneten Arbeiten werden durch die Wahl Gerber'scher Gelenkträger erleichtert, während bei 3. kontinuierliche Träger angezeigt sind. Einzelheiten geben aus nachstehendem hervor.

1. Der mit dem ersten Preise gekrönte Entwurf hat, wie gesagt, als Hauptträger zwei Gerber'sche Gelenkträger. Die Stützweite der Seitenöffnungen beträgt 50,352 m, die Weite des freitragenden Trägerteiles jederseits 20,602 m und die Länge des mittleren, von beiden überstehenden Enden getragenen Teiles 36,118 m. Ganz neue Mittelpfeiler und Endpfeiler sind angeordnet, den alten möglichst nahe, die ersteren in der bisherigen Mittelöffnung. Obwohl die neuen Endpfeiler vor den alten erbaut werden, wird die Durchflufsöffnung doch erheblich gröfser als bisher, da die Mittelpfeiler viel schmäler als die alten gemacht werden können. Die neuen Lichtweiten sind 48,5, 74,7 und 48,5 m. Um das Material unter den alten Pfeilern nicht zu lockern, ist beabsichtigt, die der neuen mittels Luftdruck zu gründen.

Der Bau selbst ist folgendermafsen geplant: Im ersten Baujahre wird der Verkehr ungestört über die alte Kettenbrücke geleitet. Die Fundamente der Pfeiler werden bis auf die verlangten Tiefen gesenkt und soweit übermauert, dafs eine Beschränkung des Hochwasserraumes nicht stattfindet. Aufserdem werden die Gerüste, eine Notbrücke und die Eisenkonstruktion vorbereitet bezw. in der Werkstatt bearbeitet. Im zweiten Baujahre wird sofort (Anfang März) mit Herstellung der Gerüste, Aufmauerung der Pfeiler bis

Auflagerhöhe und der Aufstellung der Notbrücke begonnen, welche letztere Ende April fertig sein soil, sodafs der Verkehr Anfang Mai auf dieselbe geleitet werden kann. Nun wird die Kettenbrücke mit ibrem Mauerwerk abgebrochen und Anfang Juli mit Aufstellung der Hauptträger für die neue Brücke begonnen. Hierbei sind die Gerüste für den mittleren Teil der Hauptträger so bocb angeordnet, dafs die im Programm verlangten Durchfahrtsöffnungen von mindestens 15 m Lichtweite und einer der vorbandenen entsprechenden Höhe frei bleiben. Der mittlere Teil soli nacb der Montierung mit vier Schrauben an den freitragenden Enden der Seitenträger aufgehängt und nacb Abbruch der Gerüste herabgclassen werden. Diese Schlufsarbeit mufs bis Anfang November bewirkt sein, während inzwiscben auch die Fahrbahn gröfstenteils hergestellt sein kann und bis zum 15. November vollendet wird. Nach Überleitung des Verkebrs verbleibt die letzte Hälfte des November für den Abbruch der Notbrücke. — Im dritten Baujahre sind die Nacbarbeiten an Fufswegen, Geländern, Pfeilern u. s. w. vorzunebmen.

2. Der zweite Entwurf wäblt für die Hauptträger gleichfalls zwei Gerber'sche Gelenkträger; die Stützweiten der drei Öffnungen sind 49,3, 92,8 und 49,3 m; die grofse Mittelöffnung weist zwei Kragträger von je 34,8 m und ein Mittelstück von 23,2 m Länge auf. Die alten Mittel- und Endpfeiler sind bei diesem Entwurfe beibehalten; die Sicherung derselben geschieht mittels 2 m breiter Betonkränze, welche teils zwischen Spundwänden, teils in Bingsenkkasten, welche mit Luftdruck versenkt werden, eingebracbt werden.

Die Ausführung anlangend, so soil die alte Kettenbrücke für die Überleitung des Verkebrs bis zur Eröffnung der neuen Brücke dienen; sodafs also eine Notbrücke nicht erforderlicb wird. Der licbte Raum zwischen den neuen Hauptträgern beträgt rund 10,5 m, wäbrend die Breite der alten Brücke zwischen den Geländern nur 9 m ist; mithin lassen sicb die neuen Hauptträger neben der alten Brücke montieren. Damit aber die Querträger und die neue Fahrbahn angebracht werden können, soli vorher und zwar zur Nacbtzeit die jetzige Fabrbabn an den Widerlagern um 1,21, in der Mitte um 1,91 m nach und nacb gehoben werden, nacbdem anstatt der vorhandenen Flacheisen-Hängestangen Scbrauben-Hängestangen eingeschaltet sind. An den Stellen, in welchen die neue Fabrbabn über die Kettenoberkante fällt, sollen neue Holzquerträger angeordnet werden. Durcb entsprecbende Rampen wird die neue Fahrbahn zugänglicb gemaebt. Die neue Eisenkonstruktion wird von beiden Widerlagern aus gegen die Mitte zu eingebaut; die Aufsenöffnungen und ein Teil der Mittelöffnung werden zu diesem Zwecke mit Holz- und Eisenrüstung versehen, in der Mitte bleibt eine Öffnung von rund 30 m ohne Rüstung. Das Mittelstück der neuen Eisenkonstruktion wird auf Schiffen zusammengebaut und fertig eingefahren.

Die Reihenfolge der Arbeiten ist folgende: Verkürzung des oberen Teils der Mittelpfeiler bis an die Kettenauflager, Hebung der alten Fahrbahn, Fundamentversicherung der Pfeiler, Herrichtung der neuen Auflager, Aufstellung der neuen Hauptträger, Einbringung der neuen und Entfernung der alten Fabrbabn, sowie der alten Ketten, Abtragen der alten Mittelpfeiler bis zur Auflagerhöbe der Hauptträger, architektonischer Ausbau sämtlicber Pfeiler, Vollendung der Brücken-Zufahrten.

3. Der dritte preisgekrönte Entwurf überbrückt die drei Öffnungen mit kontinuierlichen Trägern, denen die Linienform einer Kettenbrücke gegeben ist. Die Licbtweiten der drei neuen Öffnungen sind 43,4, 88,8 und 43,4 m. Ein Mittelpfeiler soli ganz abgetragen und durch einen neuen ersetzt werden; der andere Mittelpfeiler und beide Endpfeiler sollen nur zum Teil beseitigt, mit ibren verbleibenden Teilen aber in die neuen Pfeiler eingebaut werden.

Nach diesem Entwurfe soll die neue Brücke zugleich als Notbrücke benutzt werden. Stromabwärts von der bestehenden Brücke, also im Schutze der jetzigen Pfeiler sollen im ersten Baujahre später wieder abzubrecbende Pfeiler erbaut, auf diesen der endgiltige Überbau aufgestellt und dem Verkehr übergeben werden. Im zweiten Baujahre folgt der Abbruch der bisherigen Kettenbrücke und der Aufbau der Pfeiler für die neue Brücke. Im dritten Baujahre soil dann der Überbau durcb seitliche Verschiebung an seine richtige Stelle gebracht werden, worauf die ersterwähnten Hilfspfeiler abgebrochen und die nocb rückständigen Vollendungsarbeiten der Brücke vorgenommen werden können.

Litteratur.

Auswechselung einer hölzernen Brücke über die grofse Weser bei Bremen gegen eine eiserne. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865, S. 202.

Auswechselung der hölzernen Brücken der russischen Nikolai-Eisenbahn gegen eiserne. Engng. 1871, Juni.

Weg- und Eisenbahn-Unterführungen auf der Auteuil-Linie zu Couroelles und der Gürtelbahn zu Batignolles-Clichy. Ann. des ponts ot chausaées 1872, Jan.

Bekonslruklion der im Seine-Depürtement liegenden, während des Krieges zerstörten Brücken. Nouv. ann. de la constr. 1872, No. 424.

Umbau der eingleisigen Eisenbahnbrücke über die Havel bei Werder in eine zweigleisige. Deutsche Bauz. 1873, S. 179, 294, 334. — Umbau der Havel-Brücken bei Potsdam und Werder. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 135.
Umbau gufseiserner Bogenbrücken. Mém. de la soc. des ing. civils 1875, I. Quartal.
Auswechselung der Enz-Brücke bei Besigheim. Allg. Bauz. 1878, S. 31.
Umbau der Flutbrücke über die Waag bei Tornocz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1878, S. 175.
Umbau der Inn-Brücke bei Passau. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 50.
Auswechselung einer hölzernen Brücke gegen eine eiserne Gitterbrücke in der österr. Nordwestbahn. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 1.
Eisenbahn-Unterführung in Frankfurt a. O. Deutsche Bauz. 1879, S. 210.
Llandulas-Viadukt. (Beispiel schneller Rekonstruktion.) Engng. 1879, Okt. — Nouv. ann. de la constr. 1879, S. 191.
Auswechselung der Anglesea-Brücke bei Cork. Engng. 1880, Juni.
Umbau einer Kettenbrücke. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 312.
Hebung des eisernen Überbaues der Elb-Brücke bei Wittenberg. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 157.
Auswechselung der Schiffkorn-Träger des Strauover Viadukts. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 21.
Ersetzung hölzerner Gerüste durch Eisenträger auf Steinpfeilern während des Betriebes ohne Betriebsstörung. Scientific American 1888, Jan. S. 31. — Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1888, S. 162.
Kelsey. Le nouveau viaduc du golfe de la Tay. (Verfahren bei Überführung eines Teiles der Überbauten der alten Brücke auf die neuen Pfeiler.) Revue gén. des chemins de fer 1888, März, S. 159.

§ 40. Kosten der Unterhaltung eiserner Brücken. Über die Kosten der Unterhaltung eiserner Brücken liegen wenig Erfahrungen vor. Bei den Brücken des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen betrafen die Unterhaltungsarbeiten im wesentlichen nur die Erneuerung einer Anzahl loser Niete, welche bei dem Zusammenstellen wahrscheinlich nicht sorgfältig gearbeitet waren, sowie eine periodische Erneuerung des Anstriches.[151]) Von einzelnen Verwaltungen wird indessen als zweifellos angenommen, dafs für diejenigen eisernen Brücken, bei welchen die Fahrschienen direkt auf eisernen Unterlagen, wie auf Formeisen, Längs- oder Querträgern oder auf den Hauptträgern selbst, gelagert und befestigt sind, die Unterhaltungskosten für die Dauer ungleich höher sein werden, als für solche Brücken, bei welchen die Schwellen auf einer elastischen Zwischenlage — hölzernen Quer- oder Längsschwellen — befestigt sind. Es sind bei ersteren namentlich die direkt unter den Schienenauflagern und an den Anschlüssen der Fahrbahn-Konstruktionsteile angebrachten Niete, welche sich unter dem Einflusse der Erschütterungen durch die Fahrzeuge in erheblicher Zahl vorzeitig lockern. Bei letzteren Brücken haben sich dagegen diese Mängel fast gar nicht oder nur in geringem Umfange bemerklich gemacht.

Soweit von einzelnen Verwaltungen bestimmte Angaben gemacht worden sind, sind dieselben in der Tabelle S. 263 wiedergegeben[152]):

Für die am meisten vorkommenden Erneuerungen des Anstrichs sei auf die im § 11 gemachten Angaben verwiesen. Zusätzlich sei erwähnt, dafs die Dauer der Anstriche wesentlich abhängig ist von der herrschenden Witterung und örtlichen Verhältnissen, von der Güte der verwendeten Materialien und der Sorgfalt der aufgewendeten Arbeit. Je nach dem Zusammenwirken dieser Einflüsse ergiebt sich die Dauer der gewöhnlichen Ölfarbenanstriche zum mindesten auf drei Jahre und höchstens zu 10 bis 12 Jahren. Die Durchschnittsdauer derselben ist 5 bis 6 Jahre.[153]) Bei manchen Verwaltungen hat man auf Grund der gemachten Erfahrungen ein für allemal vorgeschrieben, dafs sämtliche Brücken in regelmäfsigen Zwischenzeiten von vier bis fünf Jahren neu gestrichen

[151]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw., IX. Supplementbd. Wiesbaden 1884, S. 92.
[152]) Vergl. auch Handbuch d. Ing.-Wissensch. II. Bd. (2. Aufl.), Kap. III, S. 371.
[153]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw., IX. Supplementbd. Wiesbaden 1880, S. 100.

Unterhaltungskosten eiserner Brücken.

Verwaltungen.	Nähere Bezeichnung der Brücken.	Konstruktions-System der Brücken.	Anzahl der Öffnungen.	Spannweite in Metern	Höhe der Unterhaltungskosten: einschl. der Kosten für die Anstrichs-Erneuerung in % des Anlage-Kapitals pro Jahr.	nur für Unterhaltungsarbeiten an den Eisenkonstruktionen in % des Anlagekapitals pro Jahr.	vor jeweiliger Erneuerung des Anstrichs in Mark pro 100 kg Eisengewicht.	allgemein pro Jahr und lfd. m in Mark.	Bemerkungen.
Braunschweig'sche Bahn.	Ocker-Brücke bei Börssum.	Gitterträger	3	27,4	0,18	—	—	—	Kostenaufwand für die gesamte Eisenkonstruktion nebst allen zugehörigen Nebenkosten betrug 230700 M.; durchschnittliche Verwaltungskosten seit 10 Jahren 415 M.
Hessische Ludwigsbahn.	Rhein-Brücke bei Mainz.	Pauli-träger	4	101,3	0,303	—	—	—	Die Kosten des Oberbaues haben für beide Gleise 2114520 M. betragen. Für Unterhaltung wurden in einer mittleren Betriebszeit von 15 Jahren 96180 M. einschl. Erneuerung d. Ölfarbenanstrichs (57096 M.) ausgegeben.
			6	32,5	—	—	—	—	
			2	25,0	—	—	—	—	
			20	15,0	—	—	—	—	
Kaiser Ferdinand-Nordbahn.	Donau-Brücke bei Wien.	Parabel-Fachwerkträger	4	80,0	—	0,04	—	—	Außer den Kosten des Anstrichs, welcher nach 6 bis 8 Jahren stets wieder erneuert werden muß, wurden bei kleineren Brücken Unterhaltungsarbeiten, wie z. B. Verstemmen lockerer Niete u. s. w. erst nach 15jährigem Bestande notwendig.
			7	61,5	—	—	—	—	
Kaschau-Oderberger Bahn.	allgemein		—	—	—	—	0,40	—	Kosten verstehen sich einschl. der etwa notwendigen Gerüstherstellung, ausschl. Anstrich.
Siebenbürger-Bahn.	allgemein	Schiffkorn-Träger	—	9,5 bis 60,0	—	—	—	37,40	Die Kosten ergeben sich aus den gemittelten Jahresausgaben von 1875 bis 1882. Die wesentliche Differenz zwischen den verschiedenen Arten von Brücken erklärt sich daraus, daß die zuletzt ausgeführten erst in den letzten Jahren gegen Holzbrücken ausgetauscht wurden, somit noch keine Erhaltungskosten verursachten.
	allgemein	Schienenträger, Blechträger, Gitterträger und Fachwerkbrücken	—	1,0 bis 68,0	—	—	—	1,90	

werden und zwar jährlich der vierte oder fünfte Teil, um in der günstigsten Jahreszeit mit der Arbeit fertig zu werden.

In einem grofsen Verwaltungsbezirke, in welchem viele grofse und kleine Brücken der mannigfachsten Konstruktionen sich vorfinden, sind nach diesem Grundsatze die Anstreicharbeiten im Wege des öffentlichen Ausschreibens vergeben worden, und es sollen bei diesem Verfahren gute Erfolge erzielt worden sein. Die Bedingungen regeln die Aufeinanderfolge der in jedem Jahre vorzunehmenden Arbeiten und bestimmen, dafs der Unternehmer vor Beginn des Anstriches alle sich vorfindenden Roststellen blank zu schleifen und demnächst so zu behandeln hat, wie im § 11 angeführt ist. Zweimaliger Deckanstrich ist vorgesehen; derselbe darf erst aufgebracht werden, nachdem der zuständige Bauinspektor die gründliche Rostbeseitigung festgestellt hat. Alle Ausbesserungen am Anstrich, welche infolge schlechten Materials oder mangelhafter Arbeit bis zum vorgeschriebenen nächsten Anstrichtermin vorgenommen werden müssen, hat der Unternehmer auf seine Kosten zu bewirken. Der auf Grund dieser Bedingungen mit einem anerkannt leistungsfähigen Unternehmer abgeschlossene Vertrag gewährt demselben für die angegebenen Arbeiten und Lieferungen einschl. Stellung der etwa erforderlichen Rüstungen eine Vergütung von 4 M. 50 Pf. für 1000 kg Brückengewicht.

Berichtigungen und Ergänzungen.

S. 153, Z. 9 v. o. setze: Wochenschr. statt Zeitschr. Wegen der Save-Brücke bei Broad ist aufserdem zu vergleichen: Mitteilungen über Gegenstände des Artillerie- und Genie-Wesens 1880, 10. u. 11. Heft. (Auch als Separat-Abdruck bei Waldheim, Wien erschienen.)

S. 205, Z. 12 v. o.: Die hier aufgenommene Angabe stammt aus: Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1879, S. 70. In der Deutschen Bauzeitung 1879, S. 168 werden die Kosten des Überbaues zu 1 134 000 M. angegeben, und es ist diese letztere Angabe wahrscheinlich die richtige. Daselbst sind als Kosten des ganzen Bauwerks 2 205 000 M. verzeichnet.

Sachregister

der fünften Abteilung.

Almahme eiserner Brücken. 91.
Absteckungsarbeiten. 134.
Anstrich eiserner Brücken. 89. 123.
Arbeitsboden bei Gerüsten. 142.
Arbeitszeichnungen. 95.
Arten eiserner Brückenpfeiler. 8.
— des Montierens. 128.
Auflager, Bearbeitung der —. 118.
Auflagerung der Träger. 90.
Aufreiben der Nietlöcher. 117.
Aufstellen eiserner Pfeiler. 136.
— des Überbaues. 128.
Ausführung eiserner Brücken. 83.
Auswechselung von Trägern durch Einfahren. 258.
— von Diagonalen. 248.

Balkenbrücken, Einbringen mit Pontons. 168.
—, — mit Wagen. 156.
—, Heben fertiger Träger. 173.
—, Montieren auf festen Gerüsten. 146.
—, seitliches Einschieben der Träger. 160.
Baukosten eiserner Brücken. 222.
Bearbeitung der Konstruktionsteile. 88.
Belastungen eiserner Brückenpfeiler. 12.
Belastungsproben. 236.
Bedingungen für die Ausführung. 86.
Berechnung eiserner Brückenpfeiler. 12.
— des Eisengewichts. 87.
Biegen der Konstruktionsteile. 115.
Bogenbrücken, Einfahren nnd Aufstellen auf Pfeilergerüsten. 193.
—, Montieren auf festen Gerüsten. 188.
—, — obne feste Gerüste. 195.
Brücken, eiserne, Abrechnung. 92.
—, —, Anstrich. 89.
—, —, Arbeitszeichnungen. 95.
Brücken, eiserne, Auflagerung. 90.
—, —, Aufstellen. 128.
—, —, Ausführung. 83.
—, —, Auswechselungen. 248.
—, —, Baustelle, Einriehten der —. 131.
—, —, Bearbeitung der Konstruktionsteile. 88.
—, —, Belastungsproben. 236.
—, —, Einriehten. 209.
—, —, Eisenkonstruktion, Herstellen der —. 87.
—, —, Ergänzungsarbeiten. 248.
—, —, Gerüste. 90.
—, —, Kosten d. Materialien. 109.
—, —, Materialien. 103.
—, —, Materialprüfung. 99.
—, —, Materialverzeicbnis. 95.
—, —, Nietlisten. 97.
—, —, Normalbedingungen. 87.
—, —, Probebelastung. 91.
—, —, Prüfung. 89. 91.
—, —, Reinigung. 89.
—, —, Stofsschema. 98.
—, —, Umbau. 256.
—, —, Unterhaltung. 83. 233.
—, —, Unterhaltungsarbeiten. 248.
—, —, Unterhaltungskosten. 262.
—, —, Verdingung. 86.
—, —, Verstärkung von Gurtungen. 248.
—, —, Vollendungsarbeiten. 213.
—, —, Zeichnungen. 87.
—, —, Zulage. 111.
Brücken mit Röhrenpfeilern. 38.
— mit festen Säulenpfeilern. 33.
— mit Turmpfeilern. 58.
— mit Wandpfeilern. 41.
Brückenpfeiler, eiserne. 1.
—, —, Anwendung. 8.
—, —, Arten. 8.
—, —, Aufstellen. 136.
—, —, Belastungen. 12.
—, —, Berechnung. 12.
Brückenpfeiler, eiserne, Eigengewicht. 12.
—, —, Gewichte nnd Kosten. 75.
—, —, Nachteile. 2.
—, —, Pendel-Wandpfeiler. 45.
—, —, Röhrenpfeiler. 37.
—, —, Theorie, Fachwerkspfeiler. 24.
—, —, —, Säulenpfeiler. 14.
—, —, —, —, drehbare. 18.
—, —, —, Turmpfeiler. 24. 48.
—, —, —, Wandpfeiler. 18.
—, —, —, —, drehbare. 23.
—, —, Vorteile. 2.
—, —, Wandpfeiler. 38.
—, —, —, gemischteiserne. 39.
—, —, —, schmiedeiserne. 42.
—, gemischteiserne. 4.
—, gufseiserne. 2. 32.

Deckfarben. 125.
Deflektionsmesser von Askenasy. 215.
Dehnungszeichner von Steiner. 221.
Diagonalen, Einziehen der —. 133.
Durchbiegung eiserner Brücken. 213.
Durchbiegungsmesser von Trau. 215.
Dnrchbiegungszeichner von Fränkel. 216.

Eigengewiebt eiserner Brückenpfeiler. 12.
Einbringen der Balkenbrücken mit Pontons. 168.
— — mit Wagen. 156.
Einfahren von Bogenträgern. 193.
Einriehten der Baustelle. 131.
Einriehten eiserner Brücken. 209.
Einschieben, seitliches, der Balkenbrücken. 160. 162.
Einziehen der Diagonalen. 133.
Ergänzungsarbeiten bei eisernen Brücken. 248.

Faehwerkspfeiler, Theorie. 24.
Farbgerüste. 212.
Flufseisen, Prüfung des —s. 106.
Flufsstahl, Prüfung des —s. 106.
Fräsen der Konstruktionsteile. 115.
Fühlbebel. 214.

Gerüste für die Montierung. 139.
—, —, Berechnung. 143.
—, —, Verdingung. 90.
Gerüstpfeiler. 8. 11. 68.
—, gufseiserne. 70.
—, schmiedeiserne. 71.
Grundieren. 124.
Grnndpreis. 110.
Gufseisen, Prüfung des —s 104.

Hängebrücken, Montieren auf festen Gerüsten. 201.
—, — mit Hängerüstungen 203.
Heben fertiger Balkenträger. 173.
Hobeln der Konstruktionsteile. 115.

Instruktion für Revisionen und Belastungsproben 234.

Kosten eiserner Brücken. 222.
— der Materialien. 109.
— der Werkstattsarbeiten. 122.
Kröpfen der Konstrnktionsteile. 115.

Lochen d. Konstrnktionsteile. 115.

Materialien, Kosten der —. 109.
Materialprüfung. 99.
Materialverluste. 122.
Materialverzeichnis. 95.
Messen der Durchbiegung. 213.
Messen der Spannung. 213.
Montieren. 121.
— der Balkenbrücken auf hölzernen Hilfsbrücken. 146.
— — auf eisernen Hilfsbrücken. 153.
— — ohne feste Gerüste. 180.
— von Bogenbrücken. 188.
— — durch Verankerung der Konstruktionsteile. 195.
— von Hängebrücken. 201.
—, Korrektion d. Höhenlage. 132.
Montieren neuer Brücken neben alten. 258.
—, verschiedene Arten. 128.
Montierungsgerüste. 139.

Nachteile eiserner Brückenpfeiler. 2.
Niete, Versenkung der —. 117.
Nietlisten für eiserne Brücken. 97.
Nietmaschinen. 120.
Normalbedingungen für die Verdingung. 86. 87.

Obergerüst. 142.
Ösen. 117.

Pendel-Wandpfeiler. 45.
Pfeiler, eiserne, s. Brückenpfeiler.
Pfeileraufbau. 134.
Probebelastung. 91.
Prüfung. 89. 91. 213.

Qualität der Materialien. 103.

Reinigung. 89. 123.
Revision. 121. 233.
Revisionsbücher. 242.
Richten der Konstruktionsteile. 114.
Röhrenpfeiler. 37.

Säulenpfeiler. 8. 32. 33.
—, gemischteiserne. 34.
—, gufseiserne. 32. 33.
—, schmiedeiserne. 34.
— mit Schraubenpfählen. 35.
—, Theorie. 14. 18.
Schrauben. 120.
Schraubenwinde. 132.
Schweifseisen, Prüfung des —s. 104.
Senken fertiger Baikenträger. 179.
Spannung, Messen der —. 213.
Spannungsmesser von Dupuy. 218.
— von Manet. 218.
Stofsschema. 98.

Taseometer von Steiner. 218.
Theorie eiserner Brückenpfeiler. 14.
Turmpfeiler. 10. 38.
—, gemischteiserne. 53. 57.
—, gufseiserne, gegliederte. 51. 52.
—, schmiedeiserne. 59.
—, Theorie. 24.

Überhölmng. 112.
Überpreis. 110.
Umbau eiserner Brücken. 256.
Untorbauen der Gleise. 257.
Unterhaltung eiserner Brücken. 83. 233.
Unterhaltungsarbeiten. 248.
Unterhaltungskosten. 262.

Verdingung. 86.
Verkitten. 127.
Vernieten. 119.
Versenkung der Niete. 117.
Verstärkung der Gurtungen. 248.
Verzinkung. 127.
Vollendungsarbeiten. 212.
Vorrichtung für die Messung der Durchbiegung. 214.
— — der Spannungen. 218.
Vorteile eiserner Brückenpfeiler. 2.

Wandpfeiler. 38.
Wandpfeiler, gemischteiserne. 39.
—, schmiedeiserne. 42.
—, —, feste. 42.
—, —, mit Schraubenpfählen. 43.
—, Theorie. 18. 23.
Werkstattsarbeiten, Kosten der —. 122.
Winddruck bei eisernen Brückenpfeilern. 13.

Zeichnungen. 87.
Zerreifsproben. 102. 104.
Zulage. 111.
Zusammenstellung von Brücken mit Röhrenpfeilern. 38.
— — mit festen Säulenpfeilern. 33.
— — mit Turmpfeilern. 58.
— — mit Wandpfeilern. 41.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

Atlas

zum

Handbuch des Brückenbaues.

Fünfte Abteilung.

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage.

Inhalt.

Tafel I bis IV. **Eiserne Brückenpfeiler.**

Tafel I. Gusseiserne Säulen-, Röhren- und Wandpfeiler. (Überführungen mit Sänlenpfeilern der Venlo-Hamburger Bahn über die Bahn Minden-Osnabrück bei Osnabrück, der Berlin-Anhaltischen Bahn über die Halle'sche Uferstrasse in Berlin, der Berliner Stadtbahn über die Kaiser-Wilhelmstrasse. — Röhrenpfeiler der Brücken über den Allier bei Moulins, über die Seine bei Argenteuil und bei Orival, über den Niemen bei Kowno. — Wandpfeiler der Brücke über den Bormida bei Rivalta in Piemont.)

Tafel II. Schmiedeeiserne Säulen und Wandpfeiler. Pendelpfeiler. (Säulenpfeiler einer Stadtbahn in New York und der Überführung der Berliner Stadtbahn über die Königsstrasse. — Wandpfeiler eines Steges über die Bahn Mainz-Frankfurt bei Kelsterbach. — Pendelpfeiler der Viadukte über das Solberg-Thal bei Thomter in Norwegen.)

Tafel III. Gusseiserne Turmpfeiler. (Viadukte über die Sitter bei St. Gallen, über die Saane bei Freiburg, über die Bouble in der Linie Commentry-Gannat. Viadukte von Beelah und Deepdale.)

Tafel IV. Schmiedeeiserne Turmpfeiler. Gerüstpfeiler. (Turmpfeiler des Thalüberganges bei Angelroda und des Nidda-Viadukts bei Assenheim. — Gerüstpfeiler der Landungsbrücke bei Lewes und des Trayrun-Viadukts der Baltimore-Ohio-Bahn.)

Tafel V bis XI. **Ausführung der eisernen Brücken.**

Tafel V. Hölzerne Montierungsgerüste für Balkenbrücken. (Brücken über die Warthe bei Posen, über die Mosel bei Diedenhofen, über die Elbe bei Rosslan, über die Donau in der Budapester Verbindungsbahn. — Thalübergang bei Angelroda.)

Tafel VI. Hölzerne und eiserne Montierungsgerüste für Balkenbrücken. (Brücken über die Donau bei Poikam, über die Röslau und über den Inn.)
Gerüst für die Hebung eiserner Träger (Eisenbahnbrücke in der Linie Prien-Asehau.)

Tafel VII. Eiserne Montierungsgerüste für Balkenbrücken. (Brücke über die Regnitz bei Fürth).
Einfahren von Balkenträgern mit Pontons (Brücke über die Weser zu Bremen.)
Montieren ohne feste Gerüste. (Brücke über den Kentucky. Dal-Brücke in Schweden. Cantilever-Brücke beim Niagara-Fall.)

Tafel VIII. Montieren der Bogenbrücken. (Brücken über den Neckar bei Iagstfeld, über den Mississippi bei St. Louis, über den Donro bei Oporto, über den Erdre bei Nantes. Schwarzwasser-Brücke bei Bern.)

Tafel IX. Einschieben eiserner Baikenträger in der Längsrichtung. (Donau-Brücke bei Stadlau. Iglava-Viadukt.)
Montieren von Bogenträgern mit Pfeilergerüsten. (Rheinbrücke bei Coblenz.)

Tafel X. Seitliches Einschieben von Balkenträgern. (Donau-Brücke der österreichischen Nordwestbahn.)
Heben fertiger Balkenträger. (Wege- und Eisenbahn-Unterführung in Paris.)
Ausfahren von Balkenträgern mit Pontons und Senken fertiger Träger. (Eisenbahnbrücke bei Magdeburg.)
Montieren von Hängebrücken. (Brücke über den Monongehela bei Pittsburg. Drahtsteg über die Donau bei Passau.)

Tafel XI. Montieren von Balkenbrücken ohne feste Gerüste. (Forth-Brücke bei Queensferry.)
Gerüst zum Anheben der Hängebrücke auf Bahnhof Gotha.
Farbgerüst der Brücke über die Waal bei Nymwegen.

Eiserne Brückenpfeiler.

Gufseiserne Säulen-, Röhren- und Wandpfeiler.

Fig. 1-4. Überführung der Venlo-Hamburger Bahn über die Bahn Minden-Osnabrück bei Osnabrück.

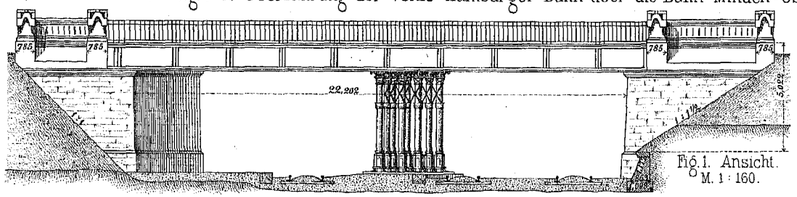


Fig. 1. Ansicht. M. 1 : 160.

Fig. 2-4. Details der Säulenpfeiler.

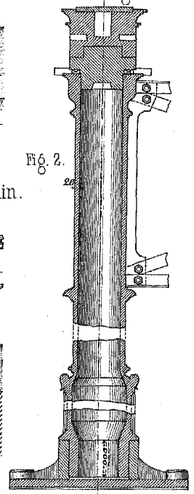


Fig. 2.

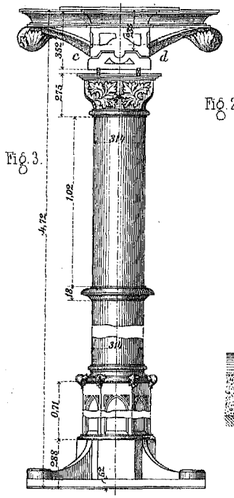


Fig. 3.

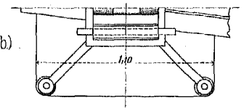


Fig. 4. Grundriss c d (halb). Maßstab zu Fig. 2-4 = 0,03.

Fig. 22 u. 23. Röhrenpfeiler der Brücke über den Allier bei Moulins.

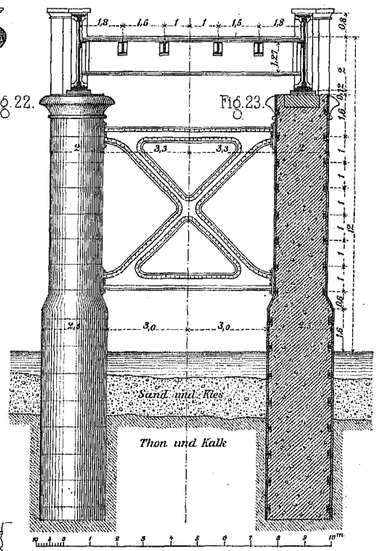


Fig. 22.

Fig. 23.

Fig. 24. Röhrenpfeiler der Brücke über die Seine bei Argenteuil. M. 0,0049.

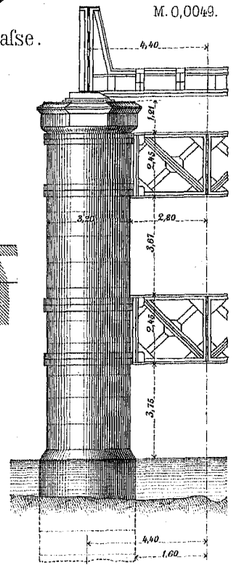


Fig. 25-29. Röhrenpfeiler mit Eisbrecher der Brücke über den Niemen bei Kowno. M. 0,0046.

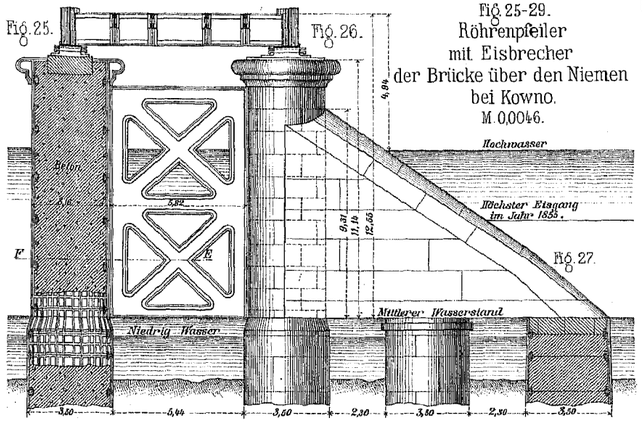


Fig. 25.

Fig. 26.

Fig. 27.

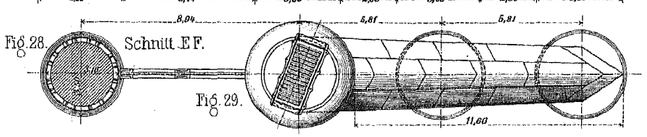


Fig. 28. Schnitt E F.

Fig. 29.

Fig. 30. Röhrenpfeiler der Brücke über die Seine bei Orival. (Vertikalschnitt des oberen Teils.)

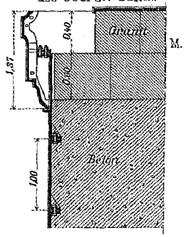


Fig. 38.

Fig. 39.

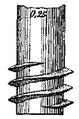


Fig. 40. Schnitt E F. (Fig. 34)

Fig. 31-40. Wandpfeiler der Brücke über den Bormida bei Rivalta in Piemont.

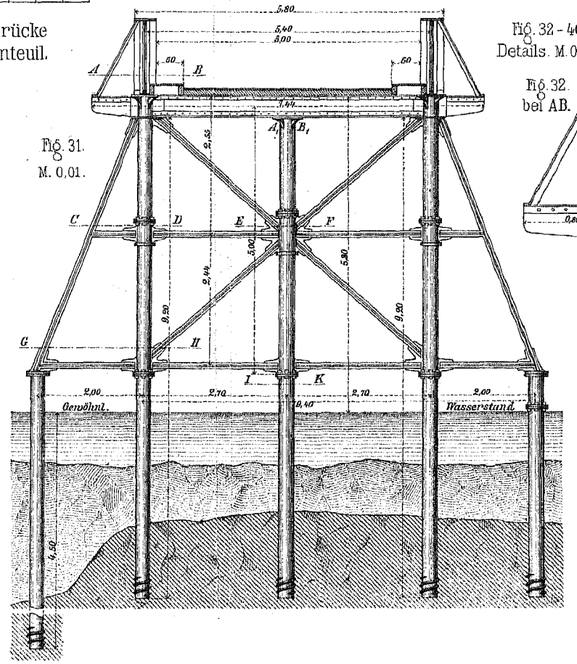


Fig. 31. M. 0,01.

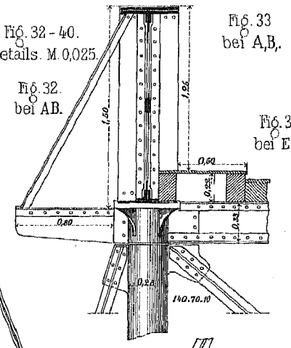


Fig. 32-40. Details. M. 0,025.

Fig. 32. bei A B.

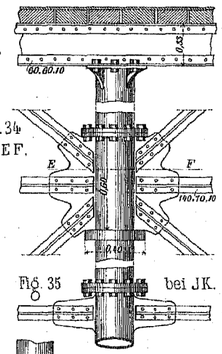


Fig. 33 bei A, B,.

Fig. 34 bei E F.

Fig. 35 bei J K.

Fig. 36 bei C D.

Fig. 37 bei G H.

Fig. 5-12. Überführung der Berlin-Anhaltischen Bahn über die Hallesche Uferstrafse in Berlin.

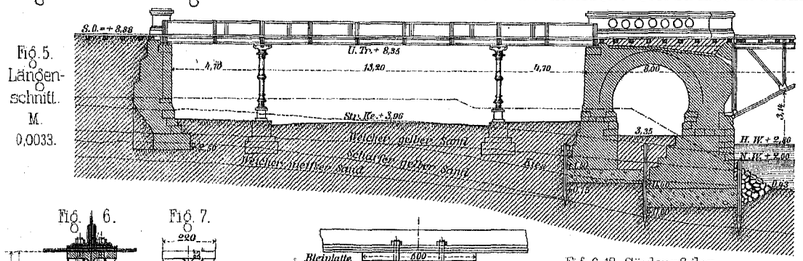


Fig. 5. Längenschnitt. M. 0,0033.

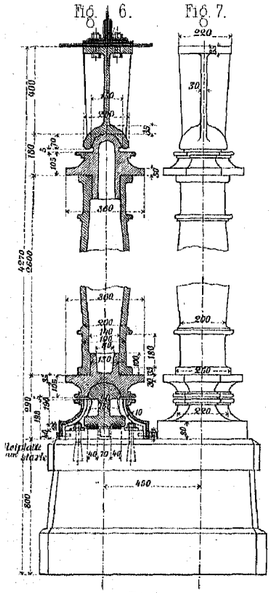
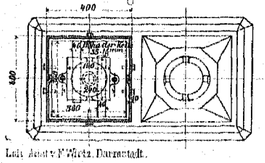


Fig. 6.

Fig. 7.

Fig. 9.



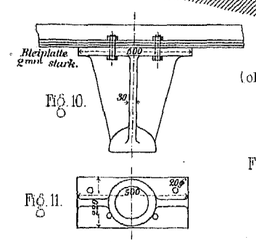


Fig. 10.

Fig. 11.

Maßstab zu Fig. 6-12 - 0,04.

Fig. 6-12. Säulenpfeiler (ohne die zur künstlerischen Ausbildung der Formen dienenden Teile.)

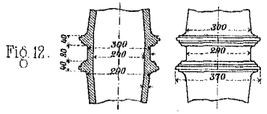


Fig. 12.

Fig. 13-21. Überführung der Berliner Stadtbahn über die Kaiser-Wilhelmsstrafse.

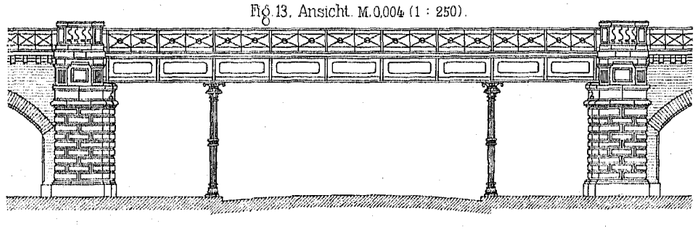


Fig. 13. Ansicht. M. 0,004 (1 : 250).

Fig. 14, 15. Kapitäl.

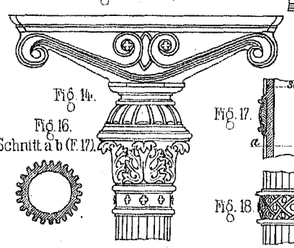


Fig. 14.

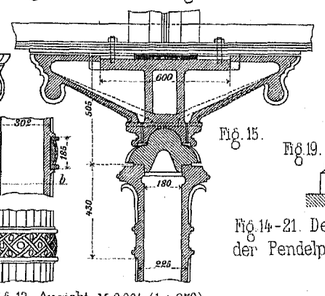


Fig. 15.

Fig. 16. Schnitt a b (F. 17).

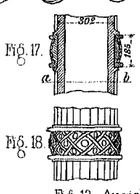


Fig. 17.

Fig. 18.

Fig. 19, 20. Sockel.

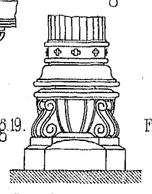


Fig. 19.

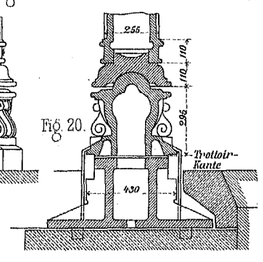


Fig. 20.

Fig. 14-21. Details der Pendelpfeiler.

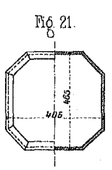


Fig. 21.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Eiserne Brückenpfeiler.

Schmiedeiserne Säulen- und Wandpfeiler. Pendelpfeiler.

Fig. 1.

Fig. 1 u. 2.
Pfeiler einer Stadtbahn
in New York.

Fig. 2.

Fig. 4 u. 5. Höhen und Querschnitte der Pendelpfeiler.

Fig. 6 u. 7. Laibungs- und Stirn-Ansicht.

Fig. 8.

Fig. 9.

Maßstab
zu Fig. 8 u. 9
= 1:100.

Fig. 4a

Fig. 5a

Fig. 6a

Fig. 7a

Fig. 4b

Fig. 5b

Fig. 6b

Fig. 7b

M. 1:28.

Fig. 4c

Fig. 5c

Fig. 6c

Fig. 7c

Fig. 8-12. Pfeiler des eisernen Steges über die Bahn Mainz-Frankfurt bei Kelsterbach.

Fig. 10.

Fig. 11.

Fig. 12.

Maßstab
zu Fig. 10-12
= 1:30.

Fig. 3-7. Ueberführung der Berliner Stadtbahn über die Königsstrafse.

Fig. 3. Ansicht. M. 1:250.

Fig. 15.

Fig. 16.

Fig. 15, 16.
Details des Pfeilerkopfes.
M. 1:35.

Fig. 17, 18.
Details des
Pfeilerfufses.
M. 1:35.

Fig. 17.

Fig. 18.

Fig. 19.
Schnitt c d. (Fig. 15).

Fig. 20.
Schnitt e f. (Fig. 17).
M. 1:35.

Fig. 13.

Fig. 21. Detail bei B. (Fig. 13). M. 1:35.

Fig. 14.

Fig. 13-22. Viadukt
über das Solberg-Thal
bei Thomter in Norwegen.

Fig. 22.
Detail bei B.
(Fig. 14).

M. 1:35.

Maßstab
zu Fig. 13, 14
1:100.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Eiserne Brückenpfeiler.

Gusseiserne Turmpfeiler.

Fig. 1.

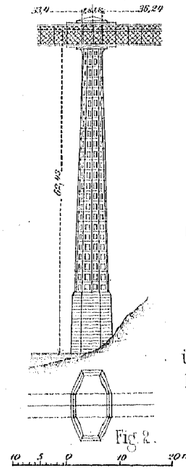
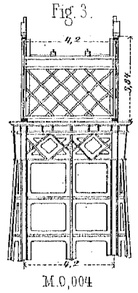


Fig. 2.

Fig. 3.



M.O,004

Fig. 1-6.
Viadukt
über die Sitter
bei St. Gallen.

Fig. 4.

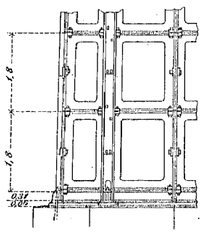


Fig. 5.

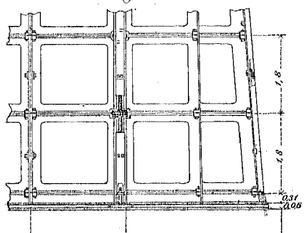


Fig. 6.

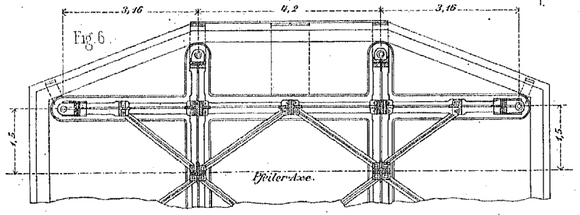


Fig. 7-15. Viadukt über die Saane bei Freiburg.

Fig. 7.

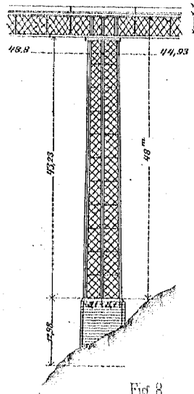


Fig. 8.

Fig. 9.

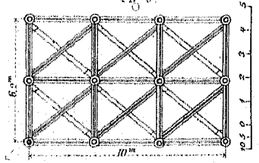


Fig. 10.

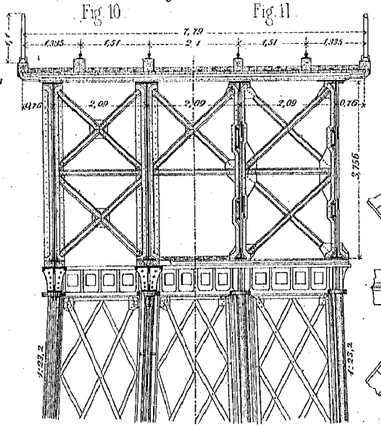


Fig. 11.

Fig. 12.

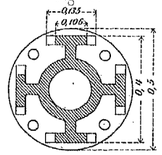


Fig. 13.

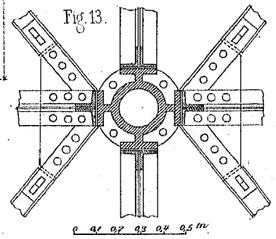


Fig. 14.

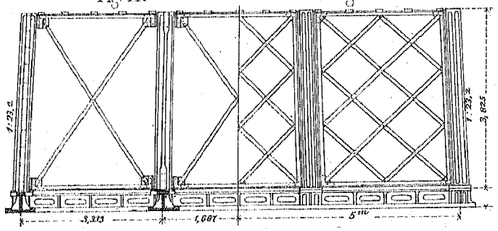


Fig. 15.

Fig. 16.

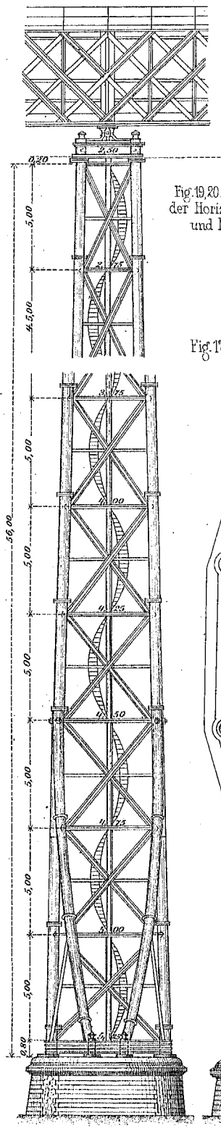


Fig. 17. Schnitt nach a b (Fig. 18.)

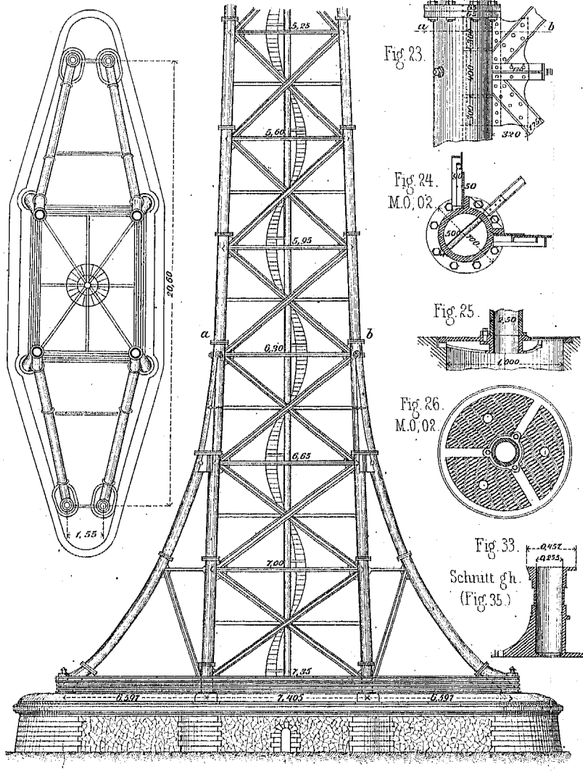


Fig. 18.

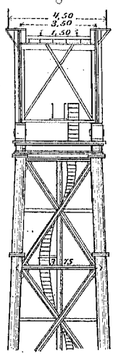


Fig. 19.

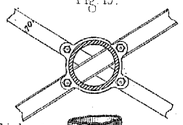
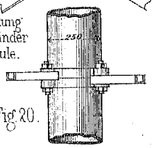


Fig. 19,20. Verbindung der Horizontalbänder und Mittelsäule.

Fig. 20.



Maasstab zu Fig. 16, 17 u. 18 = 0,004, zu Fig. 33-35 = 0,02.

Fig. 16-26. Viadukt über die Bouble in der Linie Commentry-Gannat.

Fig. 21.

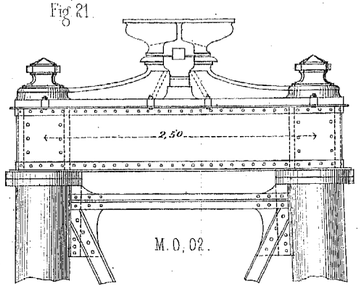


Fig. 22.

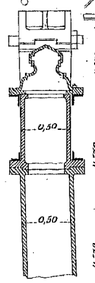


Fig. 23.

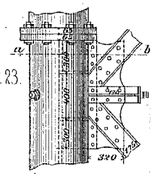


Fig. 24.
M.O, 02.

Fig. 25.

Fig. 26.
M.O, 02.

Fig. 27-41.
Beelah und
Deepdale Viadukte.

Fig. 27.

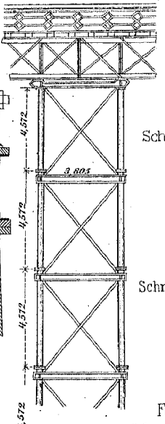


Fig. 28.

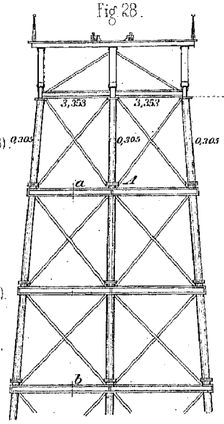


Fig. 30.

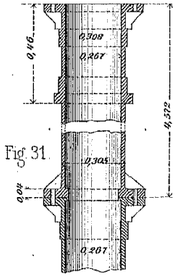


Fig. 31.

Fig. 32.

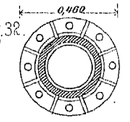


Fig. 33.
Schnitt g h.
(Fig. 35.)

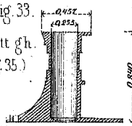


Fig. 34.

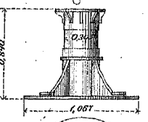


Fig. 35.

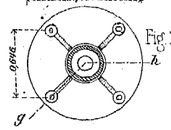


Fig. 36.
Schnitt a (Fig. 28).

Fig. 37.
Schnitt b (Fig. 28).

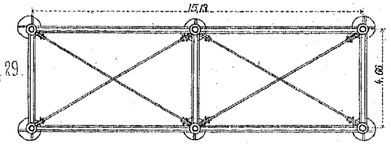
Fig. 38.
Schnitt c (Fig. 28).

Fig. 39.
Schnitt d (Fig. 28).

Fig. 40.
Schnitt e (Fig. 28).

Fig. 41.
Schnitt f. (Fig. 28).

Fig. 29.



Maasstab zu Fig. 27, 28 u. 29 = 0,004, zu Fig. 36-41 = 0,04.

Lith. Anst. v. E. Wintz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Eiserne Brückenpfeiler.

Schmiedeiserne Turmpfeiler. Gerüstpfeiler.

Fig. 1-5. Pfeiler des Thalübergangs bei Angelroda.

Fig. 1.

Fig. 2.

Fig. 3. Horizontalschnitt LM.

Fig. 4. Horizontalschnitt JK.

Maßstab zu Fig. 1-4 = 1:100.

Fig. 5. Detail des Pfeilerkopfs.

Maßstab zu Fig. 5. 1:35.

Fig. 6-9. Pfeiler des Nidda-Viadukts bei Assenheim.

Fig. 6.

Fig. 6a.

Fig. 7.

Fig. 7a.

Fig. 8. Knoten bei I. (Fig. 7).

Fig. 8a. Schnitt no. (Fig. 8b).

Fig. 8b.

Maßstab zu Fig. 6, 7 u. 9 = 1:100.

Fig. 9. Grundriss (halb).

Fig. 10-17. Gerüstpfeiler der Landungsbrücke bei Lewes.

Fig. 10.

Fig. 11.

Fig. 12.

Fig. 13a.

Fig. 13b.

Fig. 14.

Fig. 15c.

Fig. 15a.

Fig. 15b.

(zu Fig. 13-15).

Fig. 16.

Fig. 17a.

Fig. 17b.

(zu Fig. 16 u. 17).

Fig. 18-24. Gerüstpfeiler des Trayrun-Viadukts, Baltimore-Ohio Bahn.

Fig. 18.

Fig. 19.

Maßstab zu Fig. 18 u. 19. 1:120.

Fig. 20a.

Fig. 20b.

Maßstab zu Fig. 20-24 = 1:50.

Fig. 21a.

Fig. 21b.

Fig. 21c.

Fig. 22. Schnitt ab.

Fig. 23. Schnitt cd.

Fig. 24.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a. Längenansicht. Fig. 1a-1d. Warthebrücke bei Posen. M. 1:400.

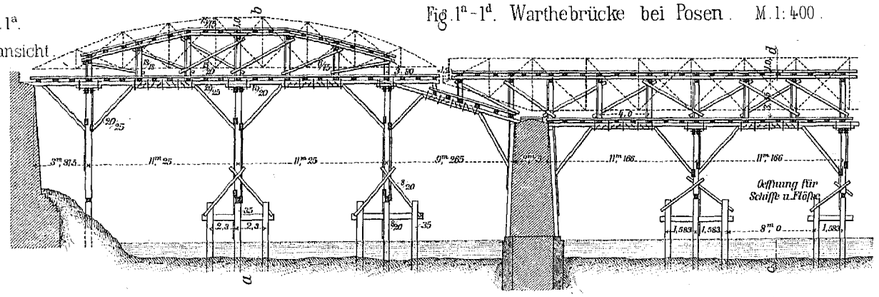


Fig. 1b. Schnitt a b.

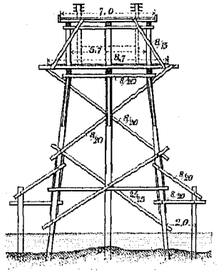


Fig. 1d. Obere Ansicht.

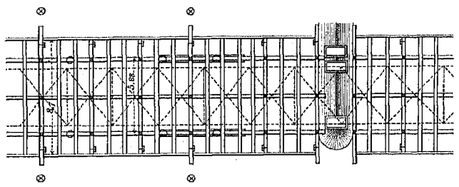


Fig. 1c. Schnitt c d.

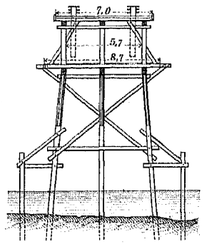


Fig. 2a-2f. Obere Moselbrücke bei Diedenhofen. (dreigleisig, schief unter 71° 30')

Fig. 2b. Querschnitt. M. 1:400.

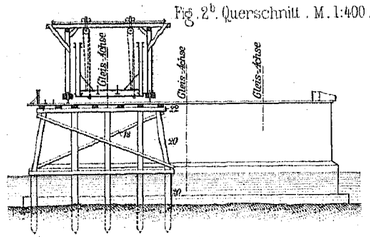


Fig. 2a. Längenansicht. M. 1:400.

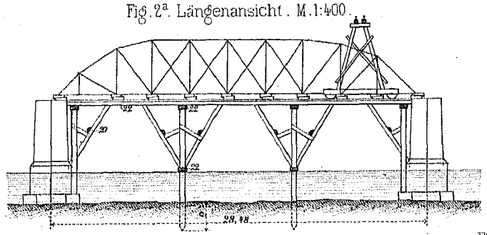


Fig. 2c. Grundriß. M. 1:400.

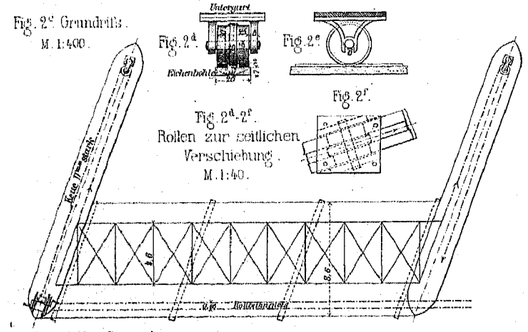


Fig. 2d.

Fig. 2e.

Fig. 2f.

Fig. 2d-2f. Rollen zur seitlichen Verschiebung. M. 1:40.

Fig. 3a. Längenansicht.

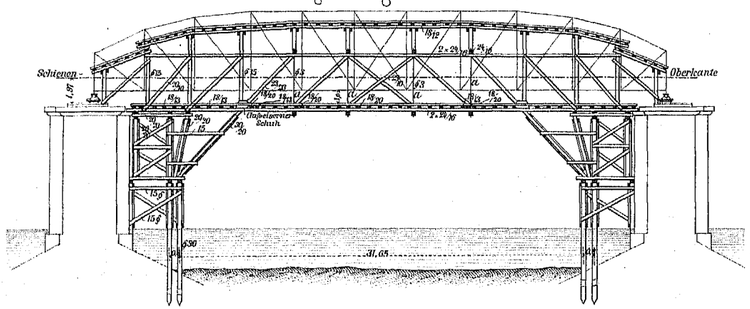


Fig. 3a u. 3b. Brücke über die Elbe bei Rofslau. M. 1:400.

Fig. 3b. Querschnitt.

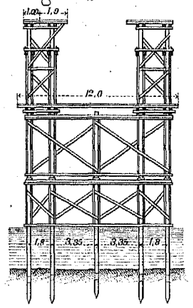


Fig. 4a u. 4b. Brücke über den Lek bei Kuilenburg. M. 1:500.

Fig. 4a. Längenansicht.

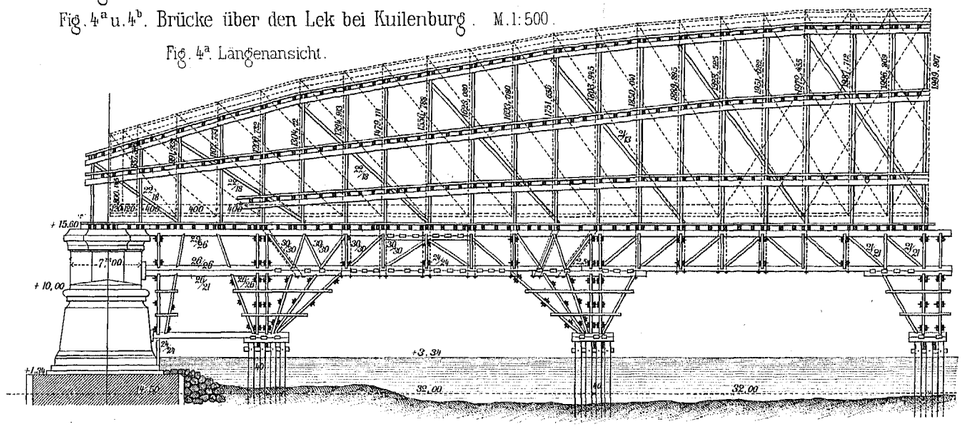


Fig. 4b. Querschnitt.

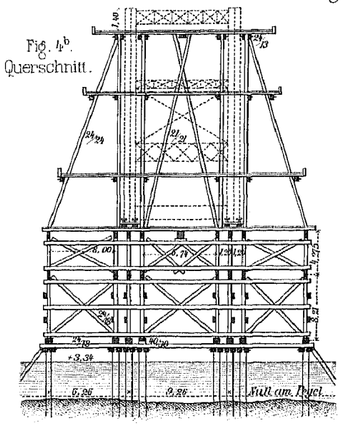


Fig. 5a. Fig. 5a u. 5b. Thalübergang bei Angelroda. M. 1:400.

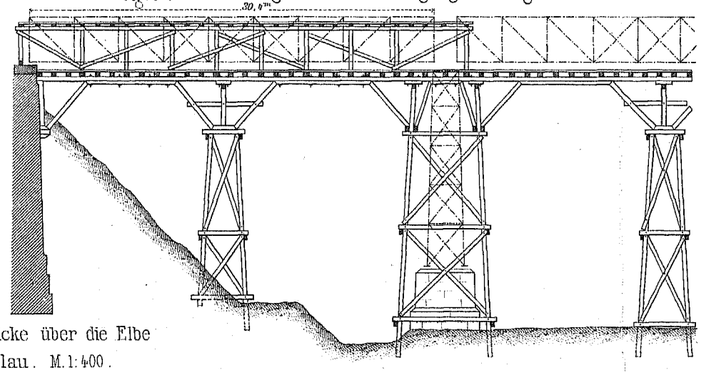


Fig. 5b. Pfeilerrüstung.

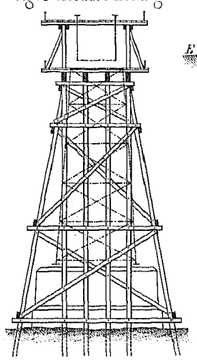


Fig. 7. Varrugas Viadukt.

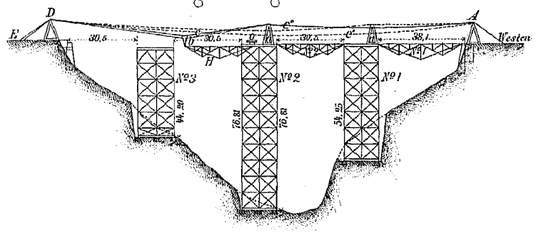


Fig. 6a u. 6b. Donaubrücke der Budapester Verbindungsbahn. M. 1:500.

Fig. 6a. Längenansicht.

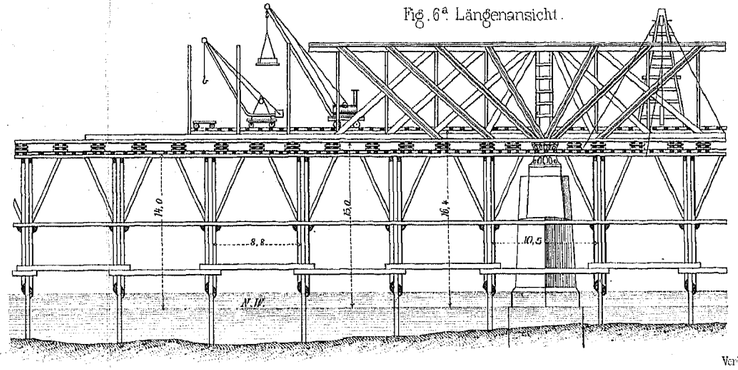
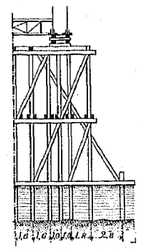


Fig. 6b. Querschnitt.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a-1d. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Poikam. Stützweite 52 m.
M. 1:400.

Fig. 1a.

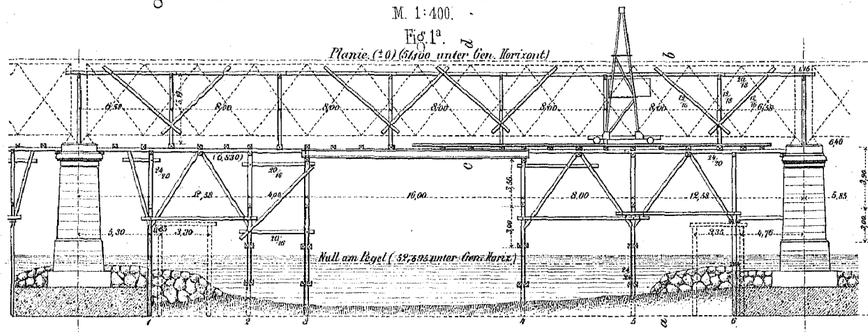


Fig. 1b. Obere Ansicht.

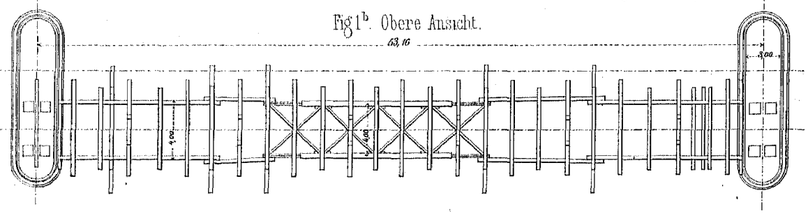


Fig. 1c. Schnitt a b.

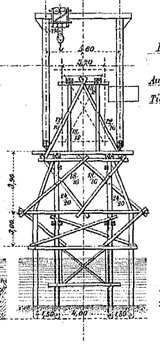


Fig. 1d. Schnitt c d.

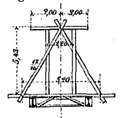


Fig. 2a.

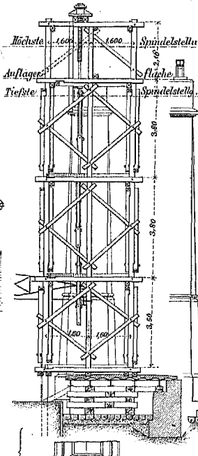


Fig. 2b.

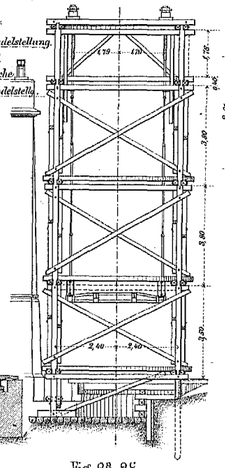


Fig. 2c.

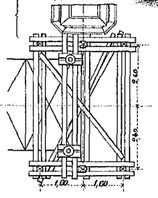


Fig. 2a-2c.
Hebung eiserner Träger von 18,76 Stützweite.
Bahn Prien-Aschau.
M. 1:200.

Fig. 3a-3c. Aufstellung des eisernen Hülfsträgers der Brücke über den Inn.
M. 1:400.

Fig. 3b. Längenschnitt in der Achse.

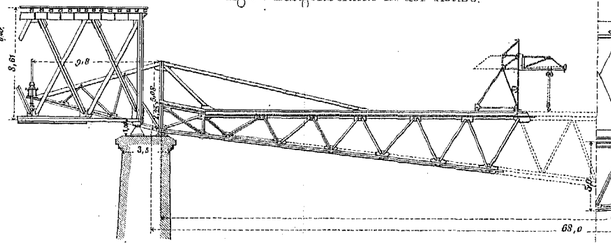


Fig. 3a. Eiserner Hülfsträger und Montirungsgerüst.

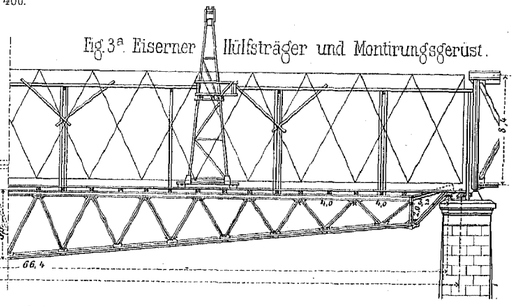


Fig. 3c. Grundriss.

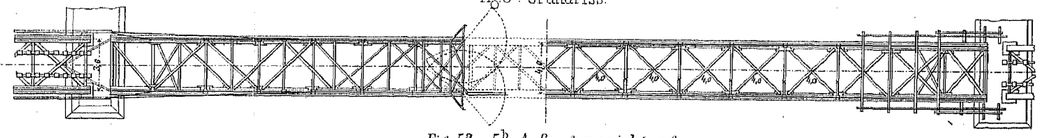


Fig. 5a u. 5b. Aufzugsvorrichtung,
für die Eisenbahnbrücke über die Röslau.

Fig. 5a.

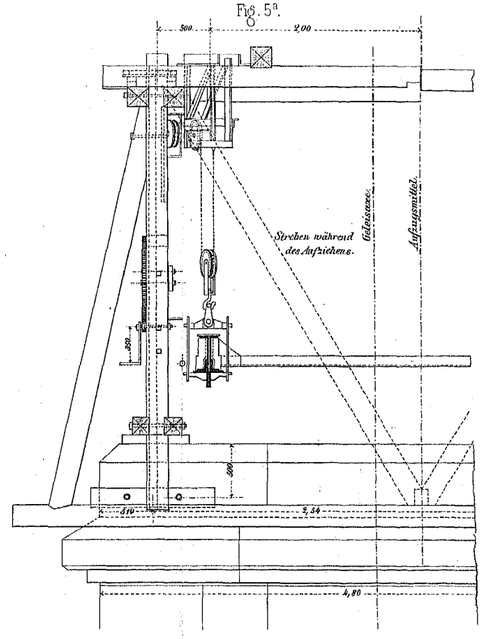
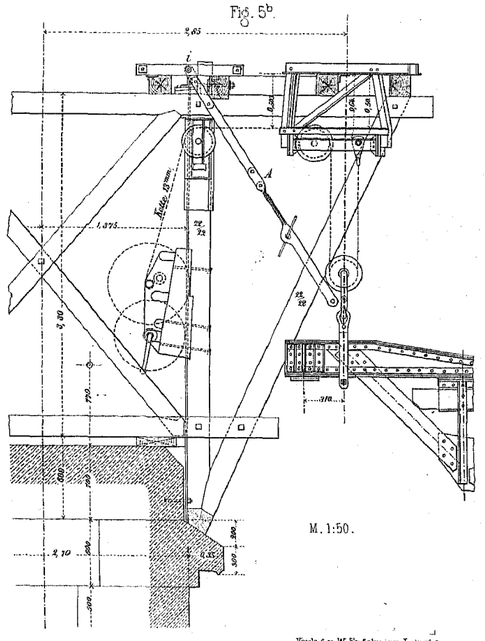


Fig. 5b.



M. 1:50.

Fig. 4a-4e. Eisenbahnbrücke über die Roeslau. Stützweite 68 m. M. 1:400.

Fig. 4b.
Eiserner Pfeiler mit Obergerüst zum Aufwinden der Hülfsträger.

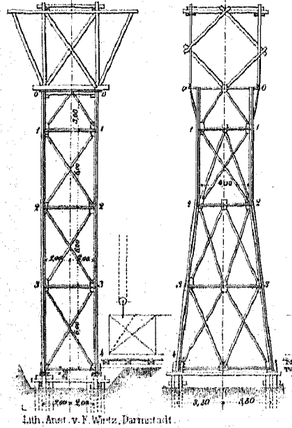


Fig. 4c.

Fig. 4a.

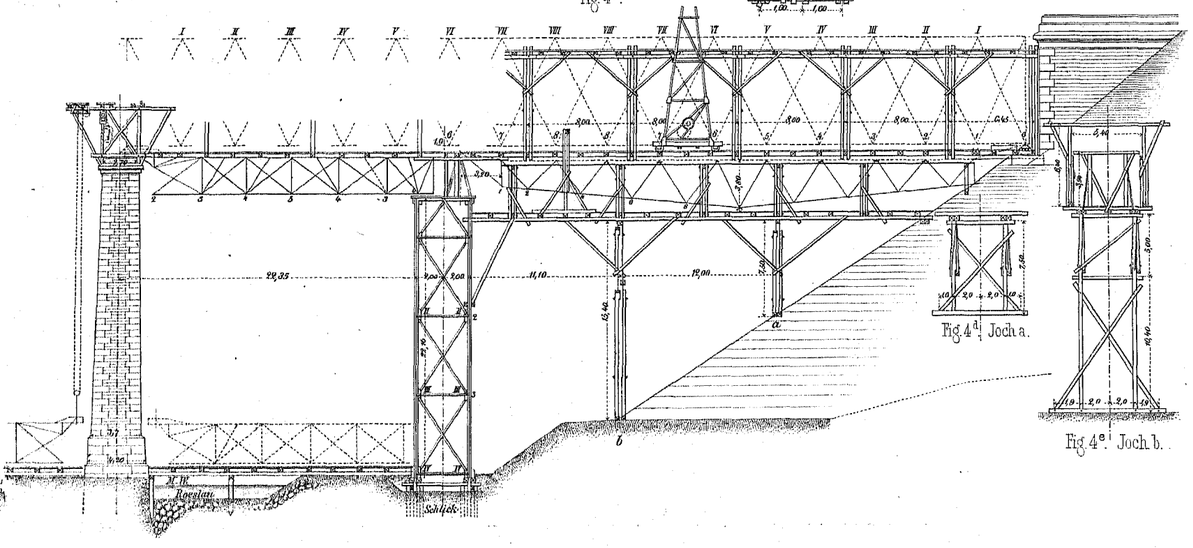


Fig. 4d. Joch a.

Fig. 4e. Joch b.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Ausführung der eisernen Brücken.

Fig. 1. Brücke über den Kentucky-Fluss.

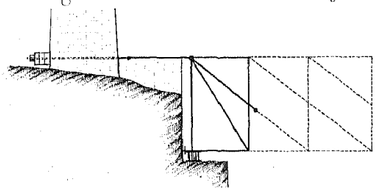


Fig. 2c Querschnitt a b.
M. 1:400.

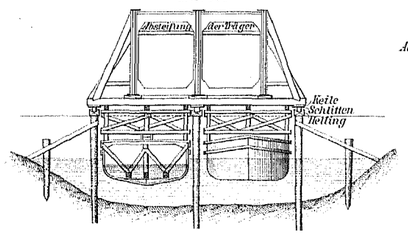


Fig. 2a-2c. Brücke über die Weser zu Bremen.

Fig. 2a. Versetzung auf die Lichterfahrzeuge. M. 1:600.

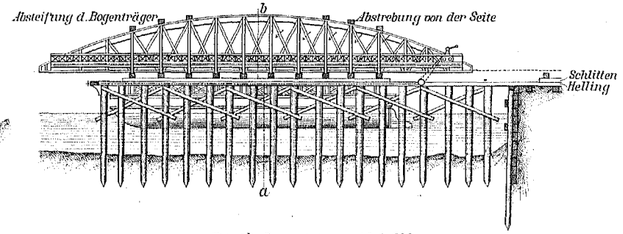


Fig. 2b. Grundriss. M. 1:600.

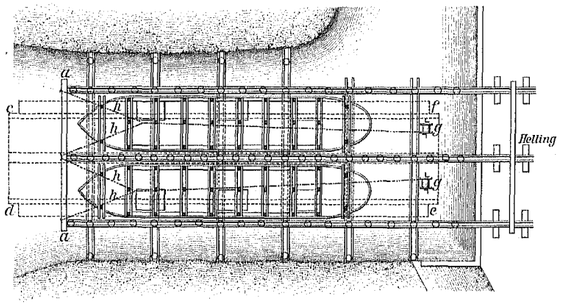


Fig. 5c.

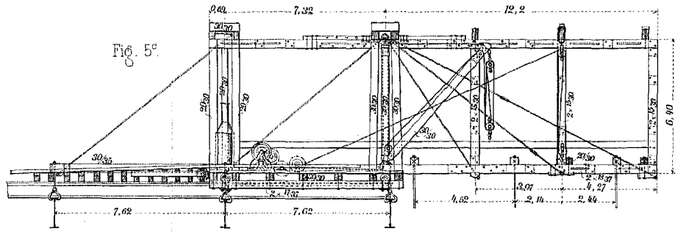


Fig. 5c-5e. Hilfsträger. M. 1:250.

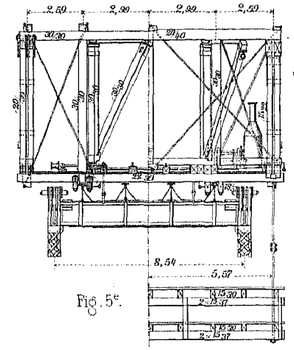
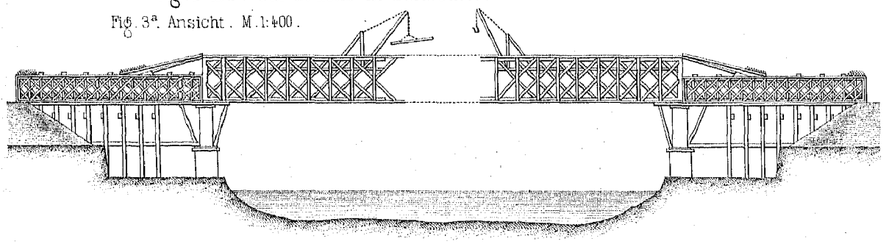


Fig. 5e.

Fig. 3a u. 3b. Dal-Brücke in Schweden.

Fig. 3a. Ansicht. M. 1:400.



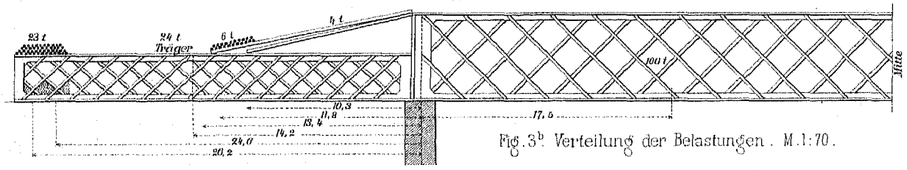


Fig. 3b. Verteilung der Belastungen. M. 1:70.

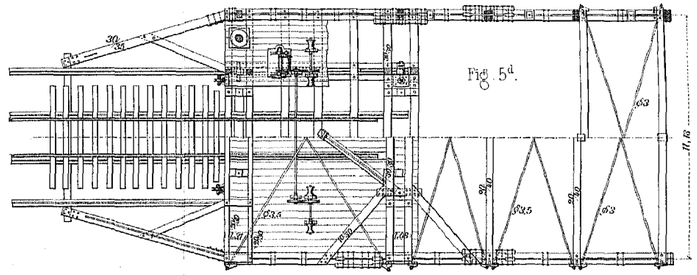


Fig. 5a-5e. Cantilever-Brücke beim Niagara-Fall.

Fig. 4a-4c. Eisenbahnbrücke über die Regnitz bei Fürth. Stützweite 48 m. M. 1:200.

Fig. 4a. Längenansicht.

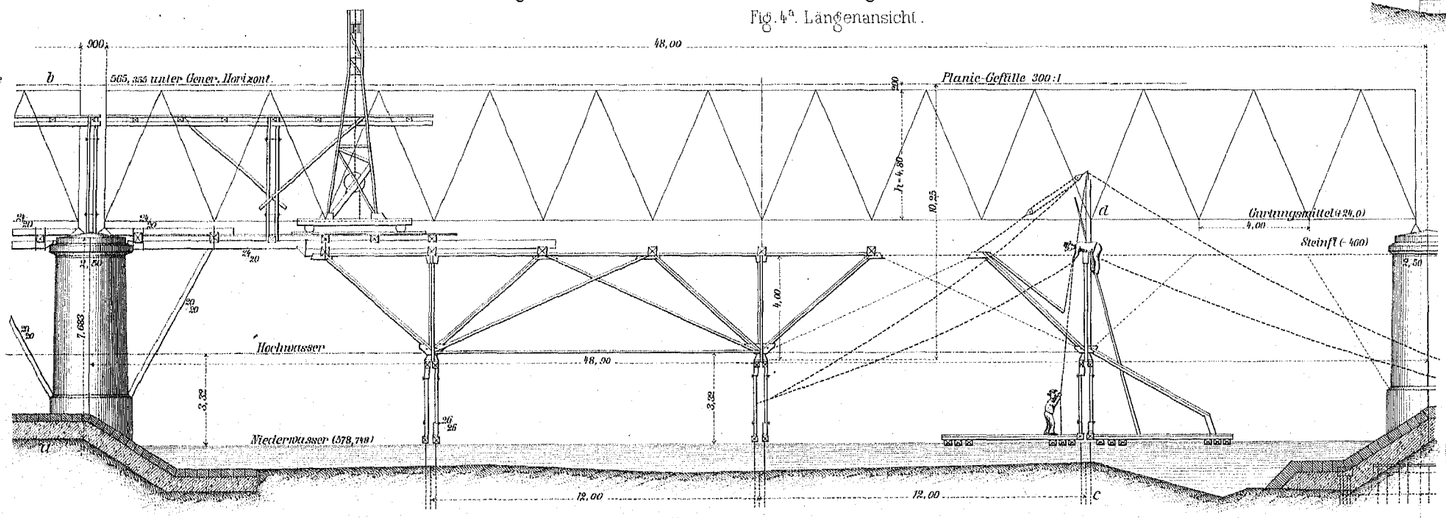


Fig. 4b. Schnitt a b.

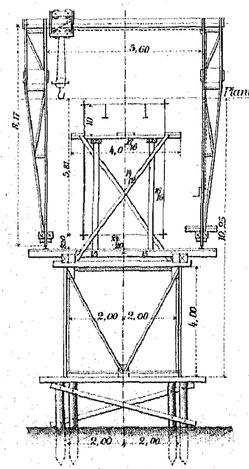


Fig. 4c. Ansicht c d.

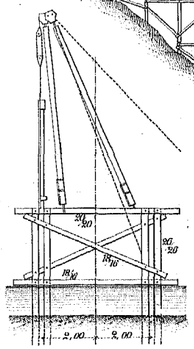


Fig. 5b. Querschnitt durch die Rüstung.

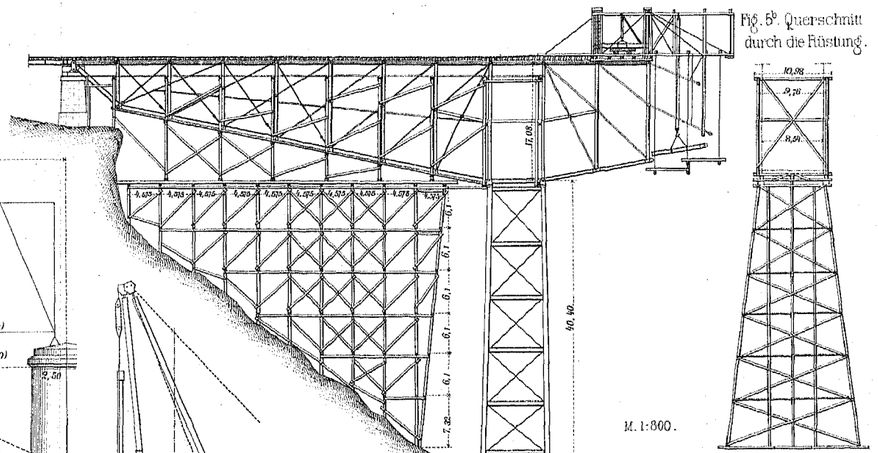


Fig. 5a. Aufstellungsgerüst in der Seitenöffnung und Verwendung des verschiebbaren Hilfsträgers in der Mittelöffnung.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a-1e. Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Jagstfeld. M. 1:400.

Fig. 1a. Ansicht der Mittelöffnungen.

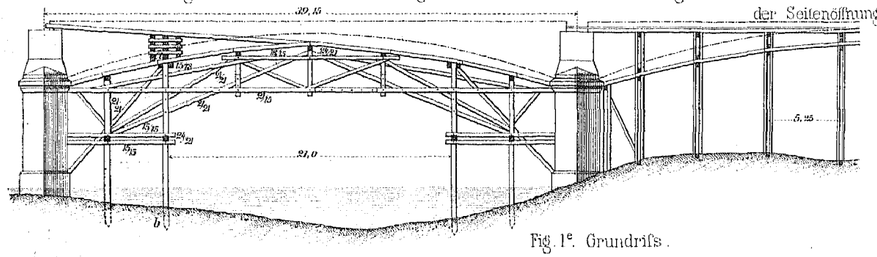


Fig. 1b. Ansicht der Seitenöffnungen.

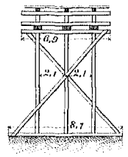


Fig. 1c. Querschnitt.

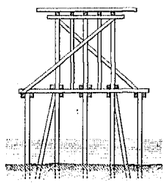


Fig. 1d. Schnitt a b.

Fig. 1e. Grundriss.

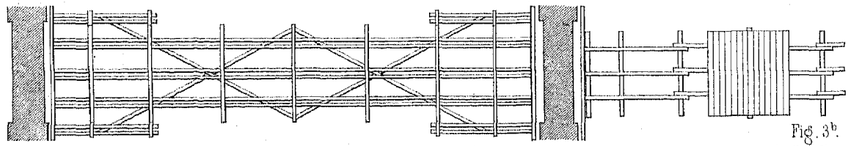


Fig. 3a u. 3b. Brücke über den Mississipi bei St. Louis.

Fig. 3b. Aufstellung der Bogenträger. M. 1:225.

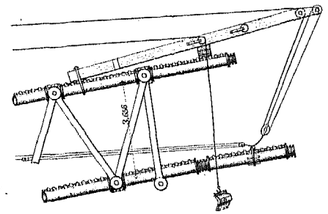


Fig. 3a. Ansicht.

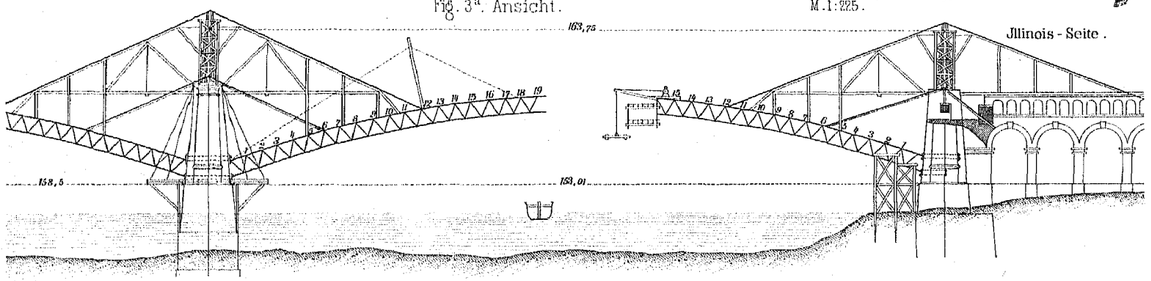


Fig. 4. Brücke über den Douro bei Oporto.

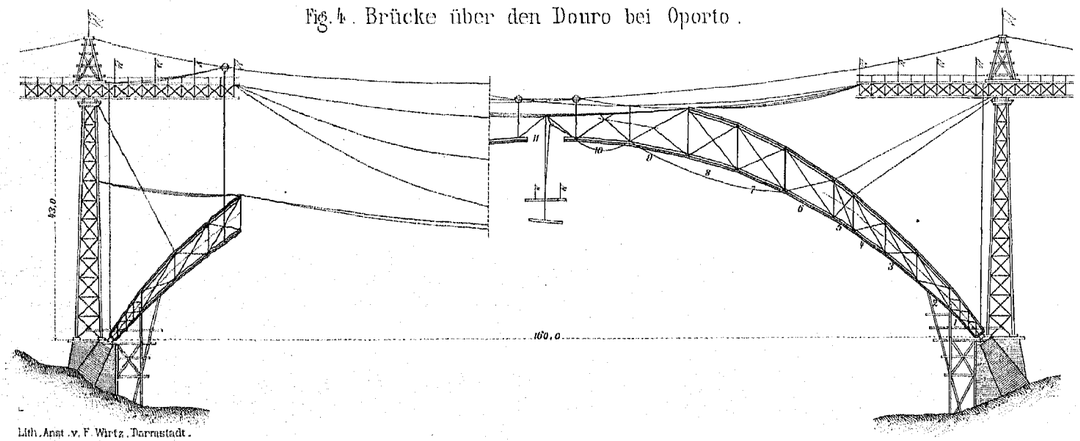


Fig. 2b. Seitenansicht des mittleren Gerüstpfeilers.

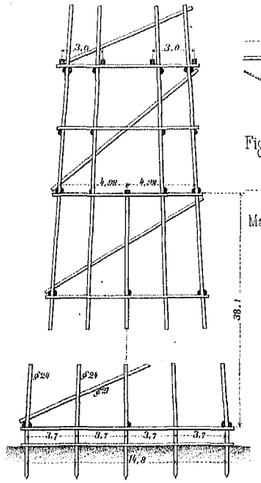


Fig. 5b. Schnitt durch die Mitte.

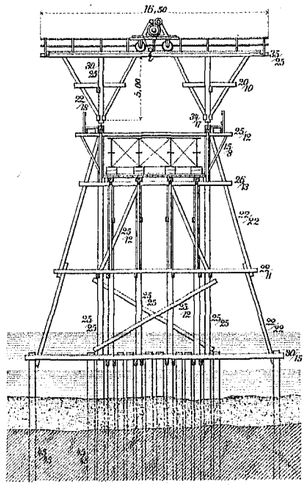


Fig. 2a-2c. Schwarzwasser-Brücke bei Bern.

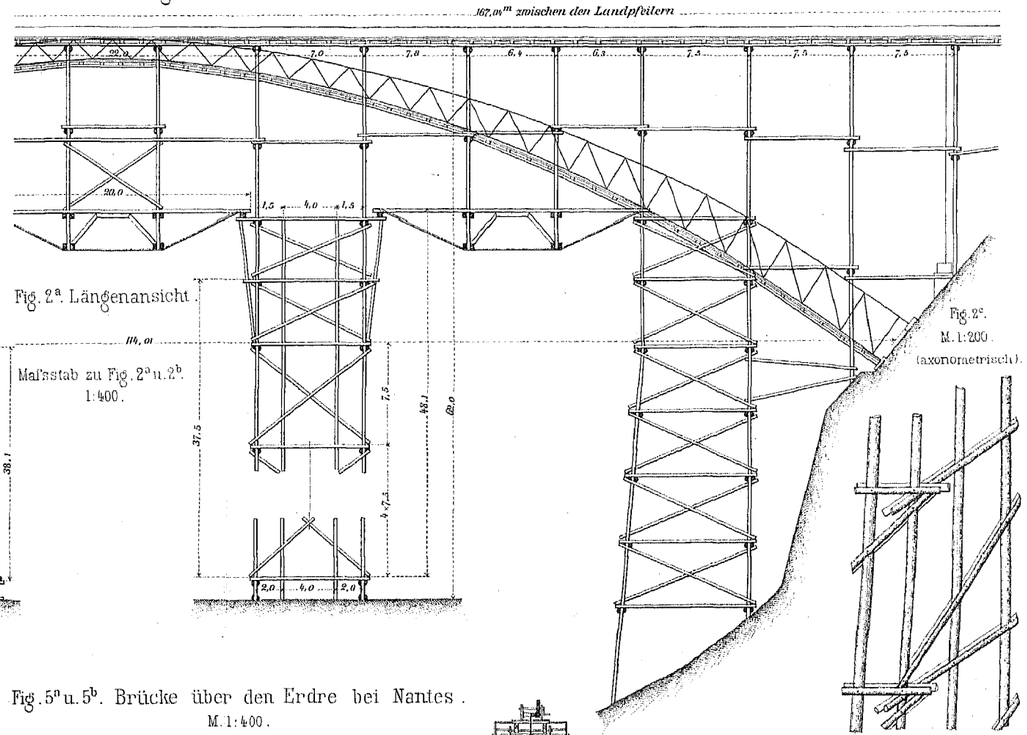


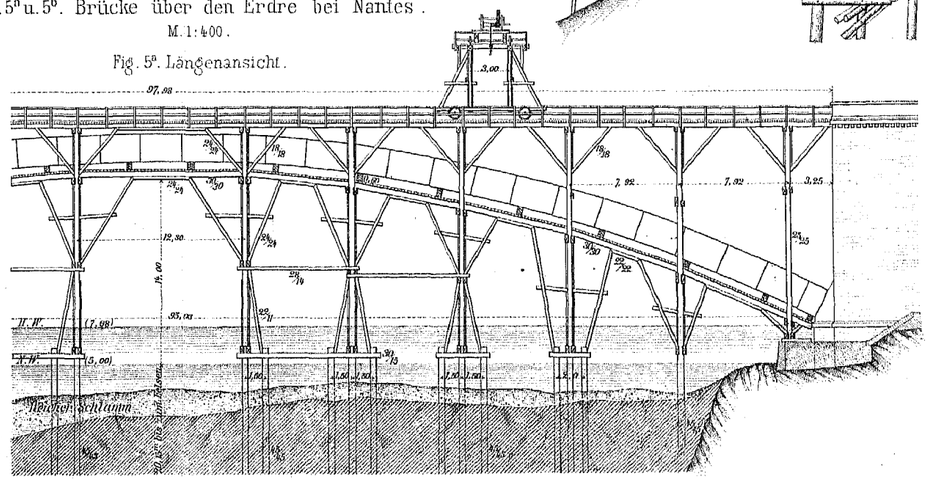
Fig. 2a. Längenansicht.

Maßstab zu Fig. 2a u. 2b. 1:400.

Fig. 2c. M. 1:200. (axonometrisch).

Fig. 5a u. 5b. Brücke über den Erdre bei Nantes. M. 1:400.

Fig. 5a. Längenansicht.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1c.
Gerüst am westlichen Mittelpfeiler.
Längenansicht.

Fig. 1a-1f. Rheinbrücke bei Coblenz (Rheinische Bahn). M. 1:384.

Fig. 1a. Eingebautes Gerüst.
Längenansicht.

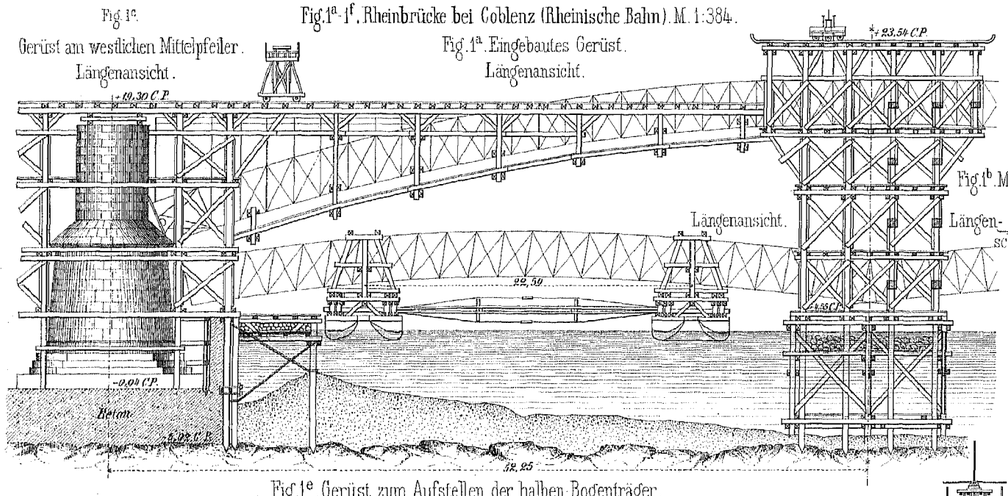


Fig. 1b. Mittelgerüst
Längenansicht. Längenschnitt. Querschnitt.

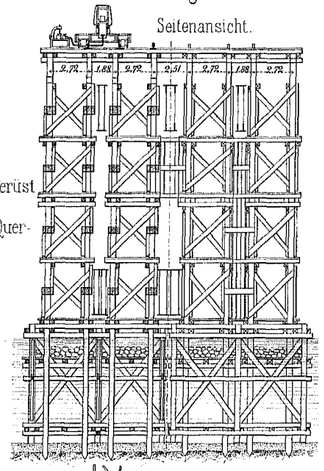


Fig. 1d. Pfeilergerüst.
Querschnitt. Seitenansicht.

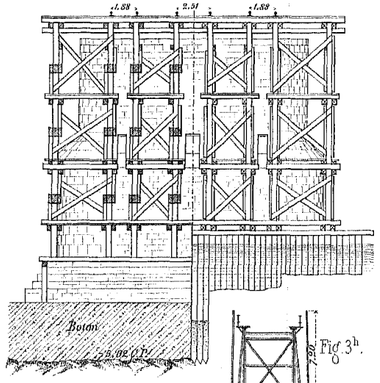


Fig. 2a. 2c. Bewegungsapparat für die Donaubrücke bei Stadlau. M. 1:200.

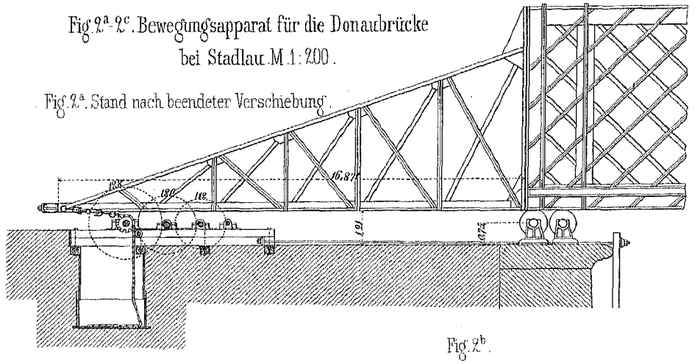


Fig. 2b.

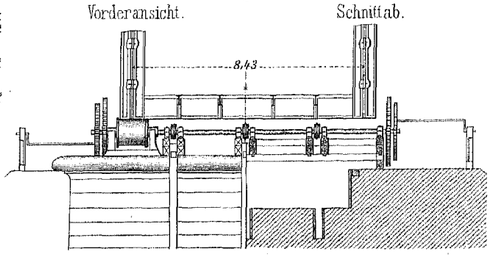


Fig. 1e. Gerüst zum Aufstellen der halben Bogenträger.

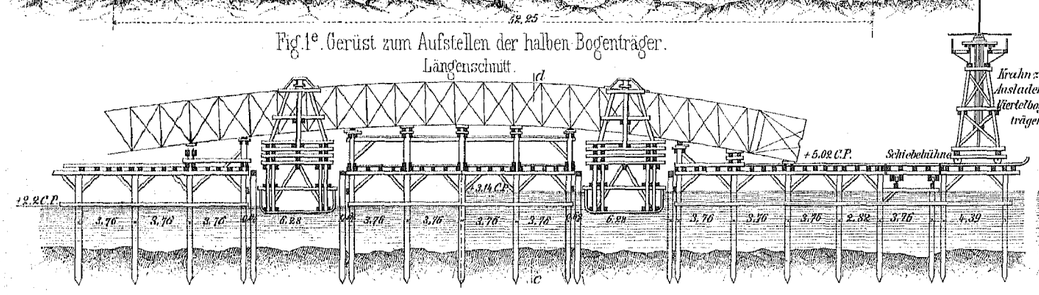


Fig. 1f. Querschnitt c-d.

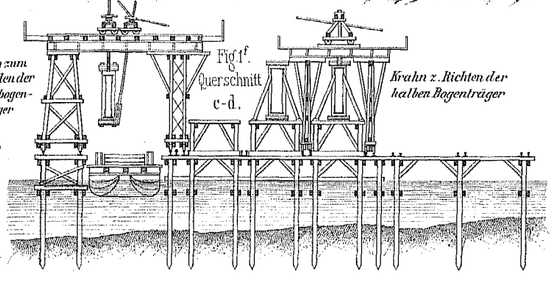


Fig. 3h.

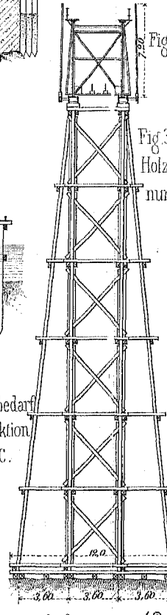


Fig. 3i.

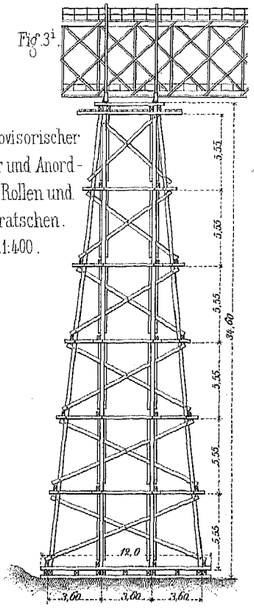


Fig. 3h-k. Provisorischer Holzpfeiler und Anordnung der Rollen und Hebelratschen. M. 1:400.

Fig. 2c. Grundriss.

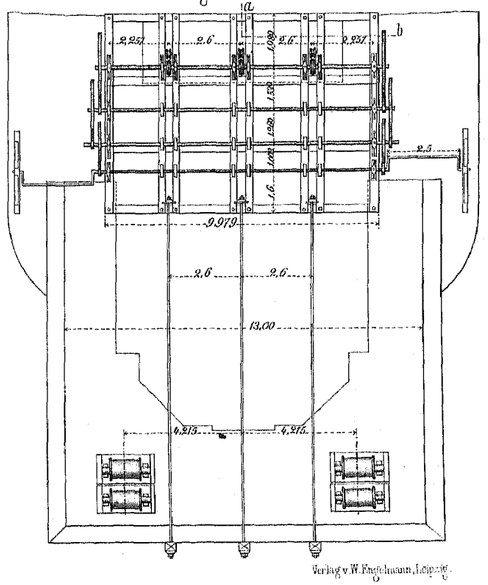


Fig. 3a. Ansicht.

Fig. 3a u. 3b. Zweite Verschiebung.

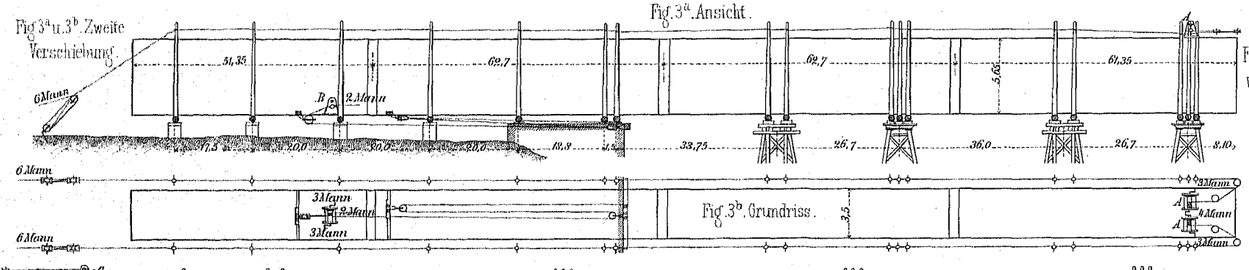


Fig. 3b. Grundriss.

Fig. 3a-3k. Jglava-Viaduct.
Fig. 3a-3d. Skizzen über Anordnung und Kraftbedarf während der Verschiebung der Eisenkonstruktion.
Fig. 3e. Winde A. Fig. 3f. Winde B. Fig. 3g. Winde C.

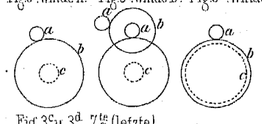


Fig. 3c u. 3d. 7te (letzte) Verschiebung.

Fig. 3c. Ansicht.

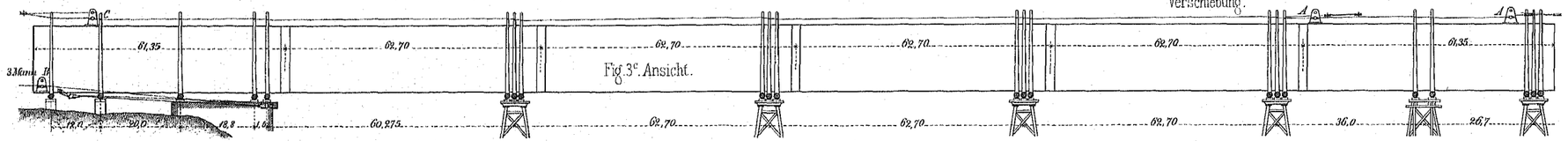


Fig. 3d. Grundriss.

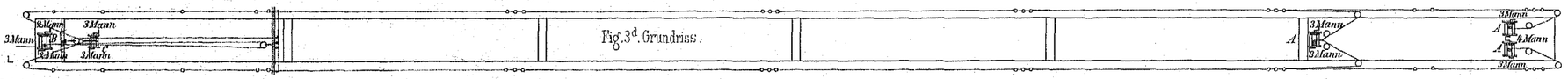
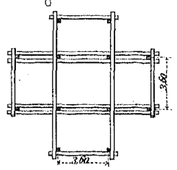


Fig. 3k. Schnitt ab.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Ausführung der eisernen Brücken.

Fig. 1c.

Fig. 1a-1f. Brücke über den Monongahela-Fluss bei Pittsburg.

Fig. 1a. Längenansicht.
M. 1:1000.

Fig. 1d.
Querschnitt des Laufkarrens.
M. 1:125.

Fig. 1e. Ansicht des Laufkarrens. M. 1:125.

Fig. 1b.

Fig. 1f. Aufhängung des Montirungs-Drahtseiles.
M. 1:200.

Fig. 3a-3d. Eisenbahnbrücke bei Magdeburg.
Auswechslung des Ueberbaues zweier Brückenöffnungen.

Fig. 3a. Verlängerung der Träger und Sandcylinder.
M. 1:50.

Fig. 3b. Ansicht u. Schnitt PR.

Fig. 3b u. 3c. Schwimmendes Zillengerüst.
M. 1:400.

Fig. 3c. Längenschnitt.

Fig. 3d. Pfahl- und Landungsgerüste.
M. 1:2000.

Fig. 4a u. 4b. Weg- und Eisenbahn-Unterführung zu Paris.
Ausführung durch Unterbauen im Betriebe befindlicher Gleise.
M. 1:200.

Fig. 4a. Längenschnitt.

Fig. 4b. Querschnitt.

Fig. 5. Donau-Brücke der oesterr. Nordwestbahn.
Auswechslung einer hölzernen Brücke gegen eine eiserne.
M. 1:150.

Fig. 2a. Grundriss
in der Höhe des linksseitigen Wurzelstollens. M. 1:200.

Fig. 2a-2e. Drahtsteg über die Donau bei Passau.

Fig. 2b-2d. Ansicht des Nothsteges und der Ufergerüste. M. 1:200.

Fig. 2b.

Fig. 2c.

Fig. 2d.

Fig. 2e. Bock
für die provisorischen Kabel.
M. 1:25.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a-1d. Gerüst zum Anheben der Hängebrücke auf dem Bahnhof Gotha. M. 1:160.

Fig. 1b. Querschnitt CD.

Fig. 1a. Längsschnitt EF.

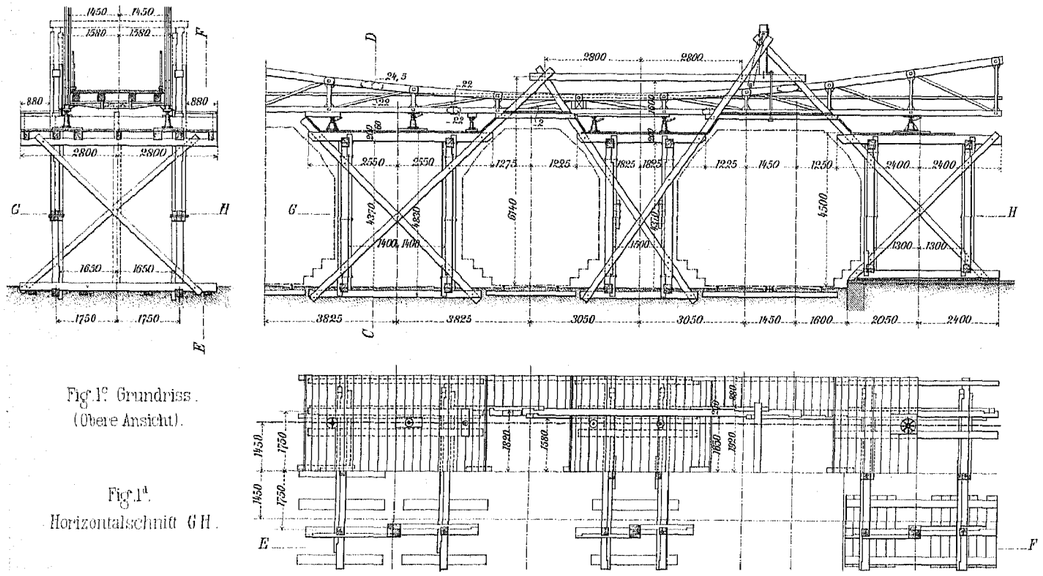


Fig. 1c. Grundriss. (Obere Ansicht).

Fig. 1a. Horizontalschnitt GH.

Fig. 2a-2d. Farbgerüst der Brücke über die Waal bei Nymwegen. M. 1:70.

Fig. 2c. Schnitt CD.

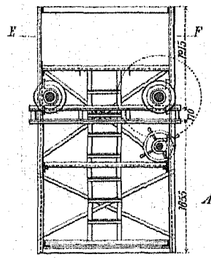


Fig. 2a. Längsschnitt.

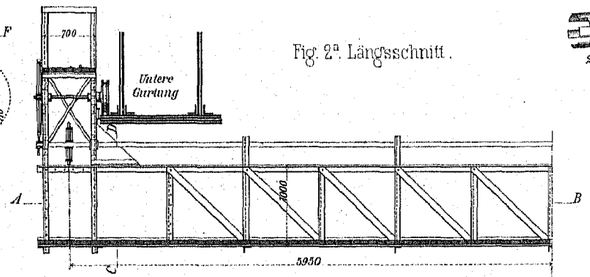


Fig. 2d. Schnitt EF.

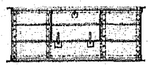


Fig. 2b. Schnitt AB.

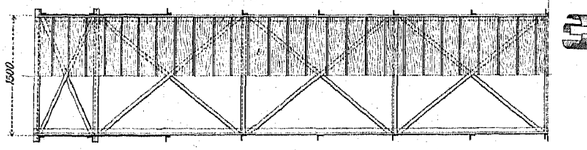


Fig. 3a-3e. Forth-Brücke bei Queensferry.

Hydraulischer Hebe-Apparat in den Ecksäulen.

Fig. 3a.

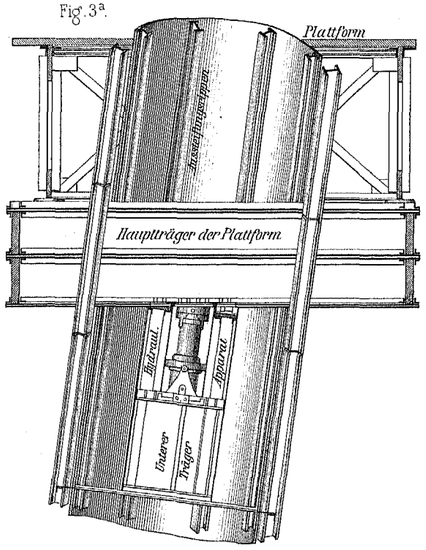


Fig. 3b.

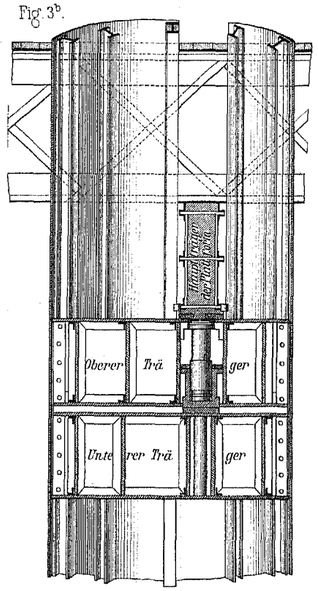


Fig. 3d. Oberer Pfeilerabschluss während der Montirung.

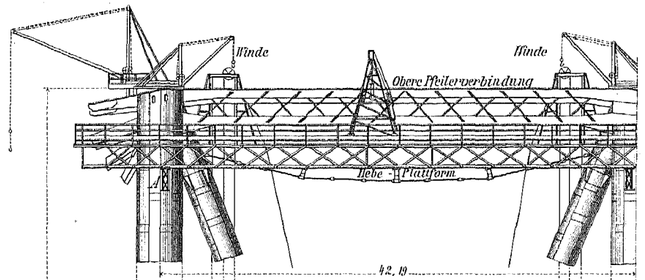


Fig. 3c. Horizontalschnitt durch den Pfeiler oberhalb der Fahrbahn.

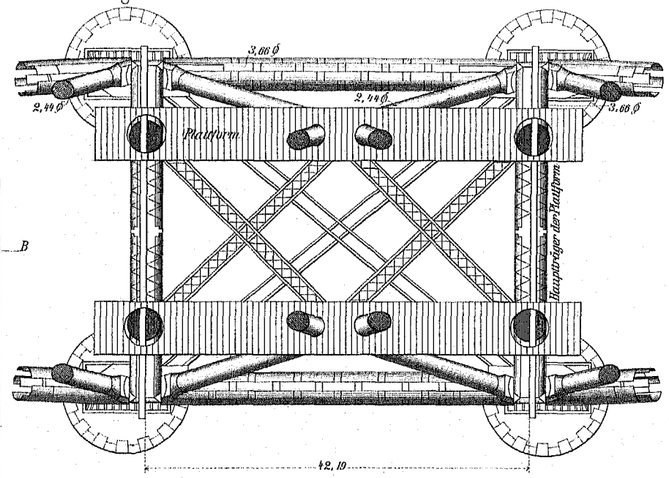
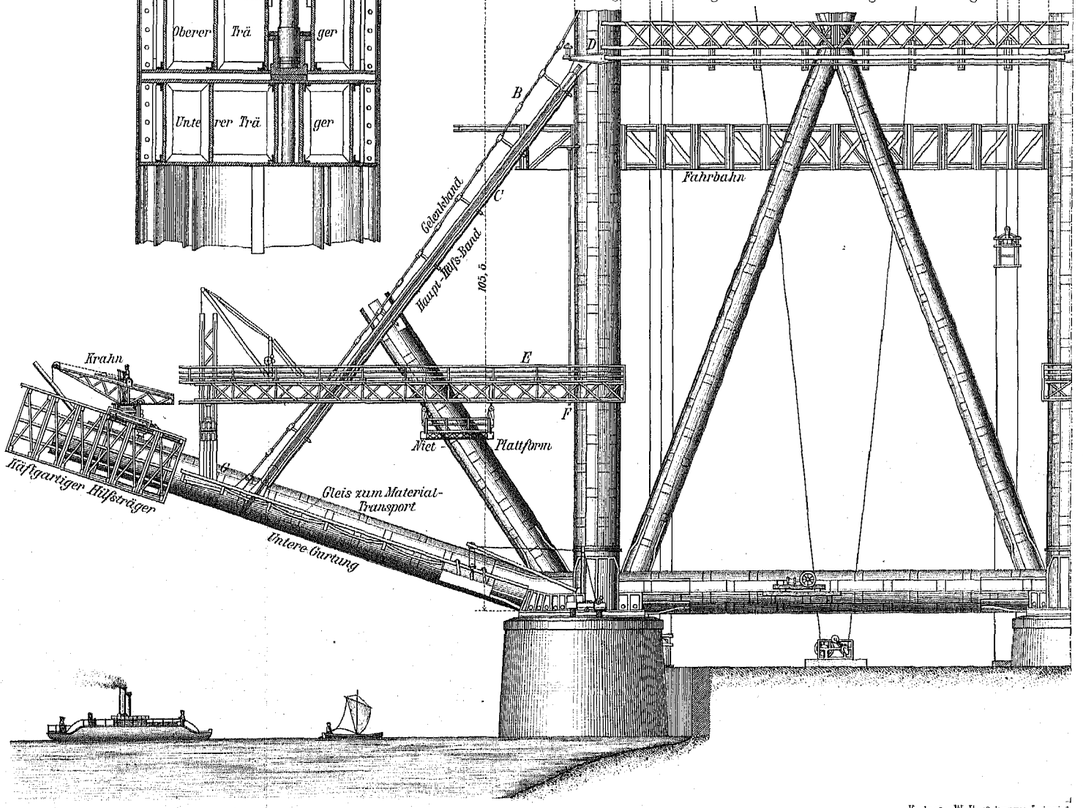


Fig. 3e. Montirung der unteren Gurtung und der Diagonalen.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.