Handbuch der Baukunde.

Eine

systematische und vollständige Zusammenstellung

der

Resultate der Bauwissenschaften mit den zugehörigen Hülfswissenschaften.

Veranstaltet

von

den Herausgebern der Deutschen Bauzeitung und des Deutschen Baukalenders.

Abtheilung III.:

Baukunde des Ingenieurs.

4. Heft. 3. Abschnitt.

[redacted] **Brückenbau.**

Bearbeitet von

Housselle

Reg.- u. Baurath zu Berlin

BERLIN, 1892.

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

Seiten.

III. Der Brückenbau.

Seite 241—421.

A. Allgemeines über Brückenbau.

Seite 241—254.

B. Gewölbte Brücken.

Seite 254—378.

I. Theoretische Bestimmung der Form und Stärke der Gewölbe und Pfeiler.

Seite 254—280.

II. Praktische Rücksichten bei der Bestimmung der Gewölbeform.

Seite 280—284.

III. Aufbau der Widerlager und Pfeiler.

Seite 284—302.

III. Der Brückenbau.

Bearbeitet von Housselle, Regierungs- und Baurath zu Berlin.

Litteratur: Morandière, Traité de la construction des ponts. — Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. — Deutsches Bauhandbuch. — Gauthey, Traité de la construction des ponts. — Rziha, Eisenbahn-Unter- und -Oberbau. (Rz.) — E. H. Hoffmann, Eisen, Holz und Stein im Brückenbau. — Bauernfeind. — Schwarz. — Becker, Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. Stuttgart 1858. — Berlin und seine Bauten. — Die Bauten von Dresden, 1878. — Dupuit, Ponts en maçonnerie. — Heider, Theorie der schiefen Gewölbe; Wien 1846. — Winkler, Steinschnitt der Flügelmauern und schiefen Brücken. — Graeff, De l'appareil et de la construction des ponts biais. — Buck, A practical and theoretical essay on oblique bridges; London 1857. — Smiles, James Brindley and the early engineers. — Debauve. — Röder, Praktische Darstellung der Brückenbaukunde. — Comolli. — Winkler, Die hölzernen Brücken. Wien, K. Gerold's Sohn 1877. — Lavoinne et Pontzen, Chemins de fer en Amérique. — Ritter, Dr. Aug., Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen. Hannover, K. Rümpler 1870. — Büsscher & Hoffmann, Mittheilungen über die wasserdichten Baumaterialien. Eberswalde 1870. — Winkler, Theorie der Brücken. — Breymann, Allgemeine Baukonstruktionslehre (Hochbau). Stuttgart 1857. — Desnoyers. — Eisenbahn-Verordnungsblatt des preuss. Min. d. öffentl. Arb. — Nouvelles annales. — Allgemeine Bauzeitung. (A. B. Z.) — Zeitschrift für Bauwesen. (Z. f. B.) — Deutsche Bauzeitung. (D. Bztg.) — Centralblatt der Bauverwaltung. (Centr.-Bl. d. B.) — Annales des ponts et chaussées. (A. d. p. et ch.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieurvereins zu Hannover. (Z. f. Hann.) — Wochenblatt für Architekten und Ingenieure. — Baugewerkszeitung. — Zeitschrift für Baukunde. (Z. f. Bauk.) — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins. — Civilingenieur. — Organ f. d. Fortschritte des Eisenbahnwesens. — Samml. v. Zeichn. aus d. Wasserbau v. Stud. d. Bauak. 1852/3. — Normen f. d. Konstruktion u. Ausrüstung der Eisenbahnen Deutschlands v. 12. 6. 1878. — v. Pechmann, Entwürfe für den Kanal zur Verbindung der Donau mit dem Main. München 1832.

A. Allgemeines über Brückenbau.

I. Zweck und Eintheilung der Brücken.

Die Brücken dienen zur Hinüberleitung des Verkehrs über Hindernisse, welche sich in Gestalt von Gewässern, Thälern, Schluchten oder Verkehrswegen entgegen stellen.

Am vollkommensten erfüllen diesen Zweck die festen Brücken.[1]) Wo feste Brücken wegen mangelnder Höhe den unter der Brücke durchzuleitenden Verkehr hindern würden, sind bewegliche Brücken anzuordnen. Statt dieser kommen vielfach, der geringeren Kosten wegen, bei mäfsigem Verkehr Fähren zur Anwendung.

II. Lage und Richtung der Brücke.

Diese sind vielfach durch den überzuführenden Verkehrsweg unabänderlich gegeben. Wird eine Aenderung des letzteren vorgenommen, um die Brücke möglichst günstig legen zu können, so sind die in den betr. Theilen des Buches gegebenen Regeln über die zulässigen Krümmungen und (bei Strassen und Eisenbahnen) Steigungen zu beachten.

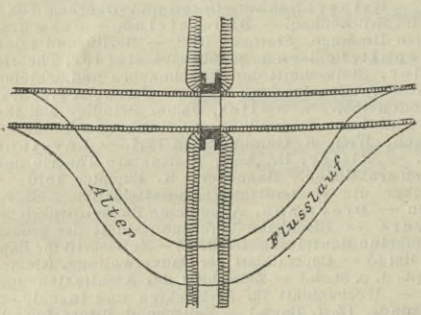
[1]) Sehr kleine Brücken nennt man Durchlässe. Die Grenze zwischen beiden Bezeichnungen steht nicht fest. Das Buchungsformular für preufsische Eisenbahn-Neubauten (Erlass d. Min. d. öff. Arb. v. 27. 3. 82 — IIa (b) 2875 — Eisenb.-Verordn.-Bl. 1882, S. 69) weist die $<$ 10 m weiten Brücken zu den Durchlässen, indem Tit. V. „Durchlässe und Brücken" zerfällt in Pos. 1: Durchlässe und Brücken bis einschliesslich 10 m Lichtweite der grössten Oeffnung und Pos. 2: Brücken von mehr als 10 m Lichtweite der grössten Oeffnung, sowie sämmtliche Viadukte.

Brücken über Flüsse sind in eine auch bei Hochwasser möglichst regelmässige Flussstrecke zu legen. Wenn thunlich, wird man die Mittellinie der Brücke geradlinig anordnen und so, dass sie den zu überbrückenden Fluss oder Verkehrsweg rechtwinklig[1]) schneidet. Endlich können für die Wahl der Baustelle die Baugrundverhältnisse massgebend sein.

Wenn eine Brücke in einer gekrümmten Stromstrecke zu erbauen ist, darf das Widerlager am konkaven Ufer nicht in den Strom vortreten. Oft muss das Ufer im Anschluss an dies Widerlager noch befestigt werden, um ein Hinterspülen desselben auszuschliessen. Am konvexen Ufer darf das Widerlager, wenn eine Einengung des Durchflussprofils überhaupt zulässig ist, in den Fluss vortreten. Es wird dann durch hochwasserfreie Dämme an das Ufer anzuschliessen sein, so dass das Wasser glatt und ohne Querströmungen und Wirbel in die Oeffnung geleitet wird.

Bisweilen kann der Brückenbau mit einer Flusskonstruktion Fig. 1, verbunden werden, wodurch der Vortheil erreicht wird, den Bau im Trocknen (wenigstens ohne Belästigung durch fliessendes Wasser) auszuführen.

Fig. 1



Gelingt es nicht, die Ueberschreitung in eine Flussstrecke zu legen, in welcher das Hochwasser ein regelmässig gefasstes Bett hat, so muss man getrennte Fluthbrücken anordnen, deren Sohle bei Niedrigwasser oft trocken liegt.

Besondere Vorsicht ist nöthig, wenn eine Brücke nahe oberhalb des Zusammenflusses zweier Flüsse erbaut werden muss, da durch das plötzliche Steigen des einen (während der andere niedrig steht) oft unerwartete und sehr heftige Srömungen auftreten.[2])

Die Wiederlager und Pfeiler der Brücken sollen parallel zur Stromrichtung stehen, da eine Ablenkung der Strömung Wirbel und Auskolkungen verursachen und so die Brücke gefährden kann.[3])

Eine als geschichtliche Merkwürdigkeit aufzuführende Abweichung von dieser Regel ist der sog. Ponte corvo über die Melza bei Aquino. Diese Brücke nimmt $^1/_6$ des Umfanges eines Kreises von 176^m Halbm. ein und die Pfeiler stehen radial.[4]) In geringerem Maasse können ähnliche Anordnungen auch heute noch zur Anwendung kommen, wenn sich nicht vermeiden lässt die Brücke ganz oder theilweise in eine Krümmung des oberen Verkehrsweges zu legen.[5]) Es ist in solchen Fällen reiflich zu überlegen, ob die Ablenkung der Strömung gefährlich werden kann.

Bei gewölbten Viadukten, die in Kurven liegen, erhalten die Pfeiler meist trapezförmigen, die Gewölbe rechteckigen Grundriss.[6]) Die letzeren werden dann regelmässig zylindrisch, während sie, wenn man die Pfeilergrundrisse rechteckig anlegt, sich konisch und in Folge dessen theurer ergeben.[7])

---

[1]) Schiefe gewölbte Brücken mit einem Schnittwinkel $<30^0$ kommen selten vor. Das Nähere darüber siehe weiterhin.

Als bekannte schiefste hölzerne Brücke kann ein Viadukt der Bahn Paris-St. Germain genannt werden, dessen Schnittwinkel 25^0 betrug (Handb. d Ing.-Wiss. II 1. S. 29), als schiefste eiserne eine Unterführung der Berliner Ringbahn bei Moabit mit 15^0 Schnittwinkel.

[2]) Die Brücke de la Quarantaine über die Saone bei Lyon stürzte 1854 in Folge solcher Verhältnisse ein. (Morandière).

[3]) Bei dem Ruhr-Viadukt der Rheinischen Bahn bei Herdecke wurde eine nachträgliche Regulirung des Flusses oberhalb und unterhalb nöthig, weil bei einem ausserordentlichen Hochwasser ein Pfeiler, den der Strom etwas schief traf, beinahe unterspült wurde.

[4]) Heinzerling, A. B.-Z. 1871, S. 17.

[5]) Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Bullay.

[6]) So z. B. bei der Berliner Stadtbahn.

[7]) Ein Viadukt in Philadelphia, dessen Grundrissaxe 51,66 m Halbm. hat, ist auf Pfeilern mit rechteckigem Grundriss aufgeführt. Er hat 3 Oeffnungen. Die Gewölbe sind Kegelflächen, deren Spitzen in der Verlängerung der wagrechten Gewölbescheitel-Linien liegen. Die inneren Gewölbestirnlinien sind Halbkreise, die äusseren Segmentbögen. (Nouv. ann. 1880, Sp. 31.)

III. Maassgebende Höhen.

Die lichte Höhe über Schienenoberkante einer Eisenbahn muss nach den Normen für die Konstruktion und Ausrüstung der Eisenbahnen Deutschlands[1]) mindestens 4,8 m betragen. Bei Ueberbrückung von Strassen wird die einzuhaltende Höhe in der Regel für jeden einzelnen Fall von der Landespolizei vorgeschrieben. In Preussen pflegt 4,4 m (das alte Maass 14′) entweder über der ganzen Breite des Weges oder über einem nach den Verhältnissen verschieden breiten Theil desselben verlangt zu werden. Dies genügt im allgemeinen auch für Strassen, in denen Pferdebahnwagen mit Decksitzen verkehren.[2]) Nach Bauernfeind soll die lichte Höhe über einer Strasse mindestens 4 m betragen.

Ueber dem Hochwasser eines (dann nicht mehr schiffbaren) Flusses muss mindestens 1 m bis Brückenunterkante verbleiben.[3])

Ueber dem höchsten schiffbaren Wasserstand an Flüssen und Kanälen wurde in und um Berlin bisher die lichte Höhe mindestens zu 3,14 m oder (nach oben abgerundet) 3,2 m (das alte Maass 10′) angenommen.[4]) Man begnügte sich unter Umständen, wenn die letztere Höhe im Scheitel des Brückengewölbes vorhanden war, so dass ein Schiff (dessen Rücken ja auch gewölbt zu sein pflegt) hindurchfahren kann. Neuerdings wird im Interesse der Schiffahrt, eine Vergrösserung dieser Höhe angestrebt.

Für Frankreich schreibt der Minister Freycinet in einem an die Präfekten gerichteten Zirkular[5]) vor, dass bei Kanälen 1. Ordnung (canaux des lignes principales) die lichte Höhe über dem Normalwasser-Spiegel mindestens 3,7 m in der ganzen Breite des Kanals (dans toute la largeur du plafond du canal) betragen soll. Das Handbuch der Ingenieurwissenschaften (III. 2, S. 63) empfiehlt, die Unterkante der Brückenkonstruktion in der ganzen Breite der Kanalsohle mindestens 4 m über Wasserspiegel zu legen und wenn das Schiff mit stehendem Treidelmast unter der Brücke hindurchgehen soll, 6 m.

Nach den Vorschlägen der Techniker-Konferenz des Vereins zur Hebung der deutschen Fluss- und Kanal-Schiffahrt soll die Höhe der Brückenunterkante über dem Kanalspiegel 4,5 m betragen.[6]) In neuester Zeit sucht der Verein wenigstens 3,7 m durchzusetzen.

Brücken, unter denen Segelschiffe (Seeschiffe) durchfahren sollen, sind als Ausnahmefälle nach den jeweiligen Schiffahrts-Verhältnissen zu behandeln. Als erforderliche Lichthöhe können etwa 30—40 m bezeichnet werden.

Der mittlere Theil der (eingestürzten) Taybrücke lag 26,8 m über Hochwasser.[7]) Die neue Taybrücke ist um 4—6 m tiefer gelegt. — Entwurf des Panamakanal-Tunnels etwa 28,6 m; Brittaniabrücke etwa 29,5 m; East-River-Brücke 42 m[8]); Forthbrücke 45,7 m[9]); Entwurf einer hoch liegenden Themse-Brücke am Tower in London 25—30 m[10]); Eisenbahnbrücke bei Grünenthal über den Nordostsee-Kanal 42 m.

Noch stärker im Grundriss gekrümmt ist der Russa-Viadukt der Strasse von Monaco nach Mentone. Der Halbmesser der Mittellinie beträgt 30 m, die Stirnbreite der Brücke 8 m. Die zwei Zwischenpfeiler sind zwar trapesförmig, innen 1,6 m, aufsen 2 m am Kämpfer stark. Dennoch haben die Gewölbe noch bedeutend vom Rechteck abweichende Grundrisse; innen 8 m, aufsen 10,46 m Weite. Die Pfeilhöhe ist durchweg 4 m. Die eine Stirn ist also ein Halbkreis, die andere ein gedrückter Korbbogen aus 3 Mittelpunkten. Diese beiden Linien dienen den wagrechten, geraden Erzeugungslinien der inneren Gewölbeleibungen als Leitlinien, (Nouv. ann. 1872, Sp. 90.)

[1]) Preufs. Eisenbahn-Verordnungsblatt 1878, S. 185.

[2]) Die Wagen der Berlin-Charlottenburger Pferdebahn sind allerdings einschliesslich der Baldachine über den Decksitzen 4,4 m hoch.

[3]) Bei der Elbebrücke bei Barby (Berlin-Blankenheimer Eisenbahn) liegt die Unterkante der Eisenkonstruktion der Stromöffnungen mit Rücksicht auf treibende Schiffe bezw. auf den Eisgang im Hauptstrom 3,77 m über dem höchsten Hochwasser. In den anschliessenden Fluthöffnungen fällt die Unterkante bis auf 1,12 m über Hochwasser. In einer davon abgetrennten Fluthbrücke liegt sie nur 0,5 m über Hochwasser. (Z. f. B. 1883, Sp. 297.)

[4]) Vgl. Pinkenburg, über die Strassenbrücken Berlins in d. D. Bztg. 1886.

[5]) Nouv. ann. 1879, Sp. 136.

[6]) D. Bztg. 1875, S. 22.

[7]) D. Bztg. 1880, S. 16.

[8]) D. Bztg. 1876, S. 149.

[9]) D. Bztg. 1882, S. 530.

[10]) Centr.-Bl. d. B. 1882, S. 400.

IV. Breite der Brücken.

Die Breite der Eisenbahnbrücken hat sich nach dem Normalprofil des lichten Raumes zu richten. Das Geländer oder die mehr als 0,76 m über Schienenoberkante hervor ragenden Theile der Hauptträger müssen also mindestens 2 m von der Mitte des nächsten Gleises entfernt bleiben. Bei langen Brücken sind über den Pfeilern heraustretende Plätze anzubringen, auf denen die Arbeiter und Beamten Schutz vor dem Zugverkehr suchen können;[1]) oder es sind die Geländer durchweg etwas mehr als 2 m, mindestens 2,35 m, wo möglich 2,5 m von der Mitte des nächsten Gleises anzubringen, so dass überall ein Mann ausserhalb des Normalprofils stehen kann. Das letztere, als das in der Regel kostspieligere Mittel wird man nur bei Bahnen mit sehr starkem Verkehr anwenden.

Hiernach beträgt die lichte Breite zwischen den Geländern:

bei eingleisigen	Brücken		mindestens	4 m
„ zwei	„	„	„	7,5 m
„ drei	„	„	„	11,5 m
„ vier	„	„	„	15,0 m

Die Breite der gewölbten Eisenbahnbrücken von Stirn zu Stirn lässt sich, wenn man kräftig ausgekragte Gesimse und eiserne Geländer anwendet, allenfalls gleich den erwähnten Breiten herstellen. In der Regel findet man aber, da so grosse Knappheit manche Uebelstände mit sich bringt, eine etwas grössere Stirnbreite, etwa um 0,5 m breiter als die Lichtbreite zwischen den Geländern, wobei über Konsolgesimsen steinerne Brüstungsmauern ausgeführt werden können. Lestere wendet man indess, dass sie immerhin kostspielig sind, in neuerer Zeit in Deutschland selten an.[2])

Die Breite der Strassenbrücken war in alten Zeiten sehr klein. Die 900 m lange Rhone-Brücke bei Avignon war zwischen den Brüstungen nur 4 m, die 1135 begonnene Donau-Brücke in Regensburg ist bei 303 m Gesammtlänge nur 6,5 m breit.[3],[4])

Die alte Elbe-Brücke (Augustus-Brücke) in Dresden, im wesentlichen 1319 begonnen, hat 8,21 m Stirnbreite und 11,04 m Nutzbreite zwischen den eisernen Geländern (sehr kräftige Steinauskragung der Fusswege.[5])

Auch die Londonbrücke ist mit 17,1 m Breite zwischen den Geländern[6]) für ihren ausserordentlich starken Verkehr schmal bemessen.

Mit dem Wachsen des Volkswohlstandes und der Ausbildung der technischen Hülfsmittel hat sich das Bestreben eingestellt, die Brücken in der vollen Breite der Wege herzustellen, welche sie überführen sollen. Zwar finden sich noch immer Einschränkungen, und die hohen Kosten eines Brückenbaues lassen es oft als gerechtfertigt erscheinen, wenn mit der Breite nicht über das nothwendigste Maass hinausgegangen wird.[7]) Ja, in städtischen Strassenzügen, wo man es jetzt im allgemeinen wohl für angemessen hält, die Brückengeländer in die Baufluchtlinien der überzuführenden Strassen zu stellen, den Brücken also die volle Strassenbreite zu geben, kann man die Berechtigung dieses Vorganges bestreiten. In den Strassen wird ein gewisser Theil der Breite durch die vor den Häusern haltenden Fuhrwerke in Anspruch genommen. Um diesen Theil könnte die Brücke schmaler sein als die Strasse, ohne dass der Verkehr beeinträchtigt würde — vorausgesetzt allerdings, dass die Strasse eine für ihren Verkehr angemessene Breite hat, was jedoch nicht überall der Fall ist.

---

[1]) Nach den jüngsten ministeriellen Bestimmungen in Frankreich sollen seitliche Zufluchtsnischen in Stärke der Brüstungsmauer in Abständen von 50 zu 50 m angebracht werden. (Nouv. ann. 1880, Sp. 131.)

[2]) Anordnungen zu besonders starker Einschränkung der Breite von gewölbten Eisenbahnbrücken siehe S. 354 und 366.

[3]) Heinzerling, A. B. Z. 1871.

[4]) Eine in neuester Zeit ausgeführte Strassenbrücke mit sehr geringer Breite bei ziemlicher Länge (66 m einschl. der Widerlager) ist die Brücke über den Gardon bei Collet in Südfrankreich. Breite zwischen den Brüstungen 3,8 m (2,5 m Fahrbahn und je 0,65 m Fussweg.) Centr. Bl. d. B. 1883. S. 288.

[5]) Die Bauten von Dresden 1878.

[6]) Sammlung von Zeichnungen aus dem Wasserbau v. Studirenden d. Bauakad. 1852/53 Berlin, Ernst & Sohn (nach Z. f. B. 1890, S. 219 nur 16,51 m).

[7]) Wegen der Vergrösserung der nutzbaren Brückenbreite durch Auskragung der Fusswege S. 354.

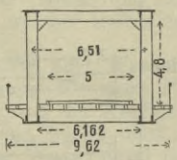
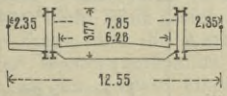
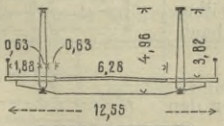
Als geringste Breite einer Strassenbrücke gilt in Preussen (mit Rücksicht auf den Durchgang breiter landwirthschaftlicher Maschinen) selbst für Feldwege 4,5 m[1]). „Dies Maass genügt schon für die Begegnung zweier gewöhnlicher Lastwagen von 1,33 m Spurweite und 1,65 m Breite, selbst wenn beiderseits je ein 0,5 m breiter erhöhter Fussweg angelegt wird. Für das Begegnen zweier breit geladener Fuhrwerke (Rollwagen) muss die Fahrbahn, wenn die Ladungen beiderseits über die Fusswege vorragen können, mindestens 5 m, wenn die Fahrbahn von den Fusswegen durch feste Wände (eiserne Hauptträger) getrennt ist, mindesens 7,5 m breit sein. Fusswege macht man, wenn sie nicht in der Fahrbahn durch Tragwände getrennt sind, mindestens 1 m, sonst 1,5 m breit.

In grösseren Städten hat man bei Erbauung neuer Brücken meist auf Pferdebahnanlagen Rücksicht zu nehmen. Um zwei Pferdebahngleise aufnehmen zu können und daneben beiderseits noch Platz für ein Fuhrwerk zu lassen, muss der Fahrdamm mindestens 8,5 bis 9 m breit sein.

Die sparsamste Brückeneintheilung bei 2 Pferdebahngleisen ergiebt sich, wenn man Letztere an die Kanten der Fahrbahn legt und dazwischen nur für ein Landfuhrwerk Breite lässt. Diese Fuhrwerke sind dann darauf angewiesen, den Raum der Pferdebahngleise zum Theil mit zu benutzen. Den Pferdebahnwagen können sie von beiden Seiten nach der Mitte ausweichen. Diese Anordnung ist z. B. bei der neuen Brücke über die Norderelbe in Hamburg gewählt.

Dass auch in neuester Zeit noch ziemlich schmale Brücken ausgeführt sind, zeigt die folgende Zusammenstellung (No. 13 u. 14).

Zusammenstellung
der Breiteneintheilungen einiger ausgeführter Strassenbrücken.

No.	Bezeichnung der Brücke.	Breite und Eintheilung.	Länge der Brücke. m	Veröffentlichung.
1	Maas-Brücke zu Roermond		180	A. B.-Z. 1868/9.
2	Oder-Brücken in Breslau		54 und 80	Z. f. B. 1868.
3	Brahe-Brücke in Bromberg		36	Z. f. B. 1870.
4	Rhein-Brücke in Köln		425	Z. f. B. 1863.

[1]) Erlass des Pr. Min. f. Handel, Gew. u. öff. Arb. v. 27. 12. 1873 (II 26501. III 21979) abgedr. u. a. in der Samml. allg. Bestimmungen d. Niederschl. Märk. Eisenb. 1875, S. 243.

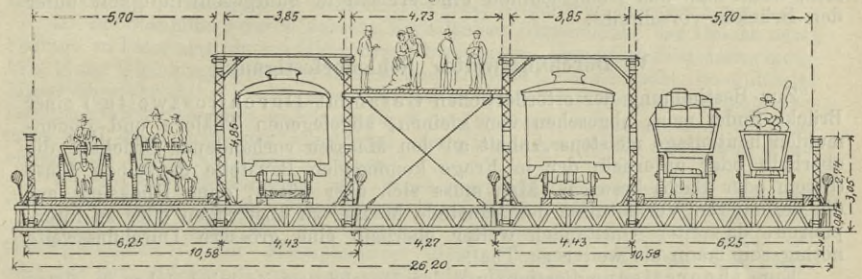
No.	Bezeichnung.	Breite und Eintheilung.	Länge der Brücke. m	Veröffentlichung.
5	Kaiserbrücke in Bremen	3,25 8,5 3,25 / 16,5	—	A. B. Z. 1876.
6	Sophien-Brücke über den Donaukanal in Wien	3,79 11,38 3,79	—	A. B. Z. 1876.
7	Brücke über die Norderelbe in Hamburg	0,7 0,3 0,3 0,7 / 2,0 7,0 2,0 / 13,0	—	Z. f. B. 1890.
8	Rhein-Brücke bei Mannheim	0,4 / 1,86 6,3	—	Angaben in der Veröffentlichung zu No. 7.
9	Rhein-Brücke bei Mainz	2,9 7,8 2,9 / 13,6	—	
10	Southwark und Waterloobrücke in London	2,13 7,96 2,13 / 12,22	—	
11	Lange Brücke in Magdeburg	2,5 7,0 2,5 / 12,0	200	D. Bztg. 1885.
12	Zollbrücke ebenda	2,9 8,0 2,9 / 13,8	65	
13	Eiserne Bogenbrücke über den Main bei Offenbach	1,5 5,0 1,5 / 8,0	235	D. Bztg. 1886.
14	Gewölbte Brücke über den Adour	0,75 5,0 0,75 / 6,5	205	D. Bztg. 1889.

Von breiten Straſsenbrücken erwähnen wir:
Die Schlossbrücke in Berlin, 32,65 m breit, bei 48,9 m Länge.[1])
Die Kaiser-Wilhelmsbrücke in Berlin, 26 m [2]).
Die Westminster-Brücke in London, 26 m zwischen den Geländern breit.
Die neue Brücke (pont neuf) in Paris 20,79 m, die gewölbte Börsenbrücke (pont au change) 30 m.

[1]) Berlin u. s. Bauten II S. 43.
[2]) D. Bztg. 1886.

Die East-River-Brücke, Fig. 2,[1]) zwischen New-York und Brooklyn hat bei einer Gesammtlänge von 1800 m (einschl. der Rampen) eine Breite der Fahrbahn von 26,2 m. Davon entfallen 4,73 m auf den in der Mitte liegenden Fufsweg, je 3,85 m auf je ein beiderseits liegendes Eisenbahngleis, je 5,7 m auf je einen desgl. Fahrweg, der Rest auf Kabel, Träger, Geländer usw.

Fig. 2.



Bei Kanalbrücken, d. h. bei Brücken, welche einen Kanal tragen, und auch bei den Brücken über Kanälen darf man den Wasserquerschnitt nicht so stark einschränken wie in Schleusenthoren. Das Wasser kann im beengten Kanalprofil vor dem bewegten Schiff nicht seitwärts ausweichen, wie in einem reichlich bemessenen Profil oder im breiten Fluss. Es bildet sich ein erheblicher Stau vor dem Schiff. Das Wasser fliesst mit entsprechender Geschwindigkeit neben und unter dem Schiff rückwärts. Die relative Geschwindigkeit des Schiffes vergrössert sich und da die zur Fortbewegung des Schiffes erforderliche Kraft dem Quadrat jener Geschwindigkeit proportional ist,[2]) so entsteht bei stark beengtem Profil ein bedeutender Kraftverlust für die Bewegung des Schiffes.

Hagen[3]) giebt für unterirdische einschiffige Kanalstrecken an — und diese Bestimmung kann auch für Kanalbrücken gelten — man pflege die Breite des Kanals um den 4. bis 3. Theil grösser anzunehmen als die Schiffe, so dass auf jeder Seite zwischen dem Bord der Schiffe und der Kanalwand ein Raum von 0,63 bis 0,94 m Breite frei bleibt, welcher indess zum Theil vom Leinpfad überkragt werden kann.

Letzteren legt man 0,3 bis 0,5 m über Wasser und macht ihn mindestens 1 m breit wenn Menschen, mindestens 2 m wenn Pferde die Schiffe ziehen.

Der Boden der Kanalbrücken, wie der Kanäle überhaupt, ist 0,5 m tiefer zu legen als die grösste Tauchtiefe der Schiffe beim Normal-Wasserstand. Es ist dies schon darum nöthig, weil der Wasserstand in den Kanälen, besonders da, wo der Wind starken Einfluss hat, nicht ganz gleich hoch gehalten werden kann.

Nach den Vorschlägen zur Frage über die Ausbildung der Wasserstrassen (D. Bztg. 1874, S. 162) soll der Wasserquerschnitt bei einschiffigen Brücken mindestens 2 mal so gross sein, als der grösste eingetauchte Schiffsquerschnitt. Danach wird (a. a. O.) folgende Tabelle aufgestellt:

Klasse der Kanäle	Maasse der grössten Schiffe in m		Brückenweite in m für		Tiefe des Kanals
	Tiefe	Breite	zwei Schiffe	ein Schiff	m
I	1,75	7,0	16	10	2,5
II	1,5	6,0	14	9	2,0
III	1,1	4,4	10	6,5	1,5

[1]) D. Bztg. 1876, S. 449 und Centr. Bl. d. B. 1883, S. 105.

[2]) Ann. d. p. et ch. 1881 I S. 214 Flamant: Ueber die zur Bewegung von Schiffen in einem gekrümmten Kanal erforderliche Kraft.

[3]) Handb. d. Wasserbaukunst. 2. Aufl. II. 3 S. 643.

Für Dampfschiffe wird mindestens das 4fache des normal eingetauchten Querschnitts erfordert,[1]) weil Schiffe, die sich selbst bewegen, in zu engen Kanälen leicht die Steuerfähigkeit verlieren. Nach Kröhnke[2]) soll ein Kanal für sich selbst bewegende Schiffe sogar wenigstens den achtfachen Querschnitt des eingetauchten Schiffstheils haben. Auf nicht zu langen Kanalbrücken wird indess immer eine Einschränkung selbst unter den 4fachen Querschnitt möglich sein, wenn man den Dampfschiffen eine ermässigte Fahrgeschwindigkeit unter den Brücken vorschreibt.

V. Durchflussweite. Sohlenbefestigung.

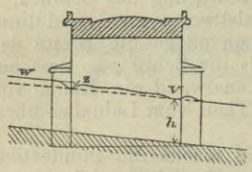
Zur Bestimmung der erforderlichen Gesammt-Durchflussweite[3]) einer Brücke findet man, abgesehen von kleinen, abgelegenen Thälern und Bodenmulden heutzutage meistens Anhalt an den Maassen vorhandener Brücken, die oberhalb oder unterhalb der in Frage kommenden Baustelle denselben Fluss (Strom oder Bach) kreuzen. Man muss sich aber hüten, ohne Rücksicht auf die besonderen Verhältnisse der Baustelle Maasse zu übertragen oder zu interpoliren, da unter Umständen weiter oberhalb eine grössere Durchflussweite nöthig sein kann als weiter zu Thal.

Eine theoretische Bestimmung der Durchflussweite wird daher in vielen Fällen nicht zu umgehen sein und sollte auch da, wo sie nicht unbedingt nöthig erscheint, zur Kontrolle der, nach benachbarten Ausführungen bestimmten Maasse angestellt werden. Es sind hier zwei Gesichtspunkte massgebend. Die Durchflussweite muss so gross sein, dass:

a) oberhalb der Brücke nicht ein die Ufer des Flusses überfluthender oder anderweiten Schaden anrichtender Stau erzeugt wird[4]), und:

b) die Geschwindigkeit des Wassers im Durchflussprofil der Brücke nicht eine für die Flusssohle nachtheilige Geschwindigkeit erlangt. —

Fig. 3.



Zur Berechnung des Brückenstaues und der Geschwindigkeit unter der Brücke empfehlen wir die Anschauungsweise von Bresse[5]), welcher d'Aubuisson beitrat und welche mit den Beobachtungen von M. Funk im Jahre 1804 an der Weser-Brücke bei Minden gut genug übereinstimmt. Bresse stützt sich, Fig. 3, auf die Beobachtung, dass bei den mittleren Hochwässern das Wasser oberhalb der Brücke etwas anschwillt und unmittelbar beim Austritt aus derselben nahezu seinen gewöhnlichen Lauf annimmt. Er kommt hiernach auf die Gleichungen:

$$1)\quad Q = B\,(h + z)\,W;$$

$$2)\quad Q = \mu b h V;$$

$$3)\quad z = \frac{V^2 - W^2}{2g};$$

$$4)\quad z = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{(\mu b h)^2} - \frac{1}{B^2 (h + z)^2}\right);$$

worin: Q die Wassermenge in der Sekunde,
B die mittlere Breite des Flusses,
b die Gesammtweite der Brücke,
h die mittlere Tiefe des Flusses vor Erbauung der Brücke (welche also nach Obigem auch unter der thahlabwärts gekehrten Brückenstirn stattfindet),
z die Stauhöhe,

---

[1]) Handb. d. Ing.-Wiss. III. 2. S. 63.

[2]) D. Bztg. 1876 S. 18.

[3]) Ein interessantes Beispiel von Erwägungen hierüber bietet die Beschreibung des Baues der Weichselbrücke bei Graudenz. Z. f. B. 1882 S. 243.

[4]) Bei Brücken im Fluthgebiet kann der gefährliche Stau unterhalb der Brücke eintreten (vgl. D. Bztg. 1881 S. 3).

[5]) Morandière, Traité de la construction des ponts.

W die verlangsamte Geschwindigkeit unmittelbar oberhalb der Brücke,
V die grösste Geschwindigkeit beim Austritt aus der Brücke.
μ den Kontraktionskoeffizienten

bedeuten.[1])

In diesen Gleichungen sind Q, B, b, μ und g (= 9,81) als bekannt anzusehen; b ist die gesuchte Unbekannte und z und V sind die Bedingungen, welche den beiden oben als massgebend bezeichneten Gesichtspunkten entsprechen.

Ist die Stauhöhe z durch äussere Verhältnisse (Kronenhöhe der Deiche usw.) bedingt, so kann man sie aus Gleichung 4 berechnen. Darauf ist die Geschwindigkeit V aus Gleichung 2 zu bestimmen und zu sehen, ob sie nicht das zulässige Maass überschreitet. Findet dies statt, so ist nach Einsetzung der grössten zulässigen Geschwindigkeit in Gleichung 2 aus dieser b zu berechnen. Will oder muss man dann noch das zugehörige z ermitteln, so ist die Gleichung 4 am einfachsten durch Näherung zu lösen.

Wegen der Bestimmung der Wassermenge Q müssen wir hier auf den betr. Theil dieses Handbuches verweisen. Wir wollen nur kurz erwähnen, dass man die Wassermenge entweder durch die Messung der Geschwindigkeit[2]) und Multiplikation dieser Grösse mit dem Querprofil, oder aus dem Querprofil und dem Gefälle des Wasserspiegels bestimmen kann. Für das letztere Verfahren giebt es eine Anzahl von Formeln, von denen die bisher am häufigsten angewendeten, so die von Eytelwein, Bazin und Ganguillet-Kutter die Form $v = c\sqrt{RJ}$ haben. Es wird also die Geschwindigkeit berechnet aus: $R = \frac{f}{u}$, d. h. dem Quotienten aus dem nassen Querschnitt durch den benetzten Umfang, $J = \frac{h}{l}$, d. h. dem Gefälle des Wasserspiegels und c, d. h. einer Konstanten. Letztere nahm Eytelwein ein für alle mal = 50,93 an, während Bazin 4 und Ganguillet-Kutter 12 Kategorien nach der glatteren oder rauheren Beschaffenheit des Flussbettes machen und für jede das c besonders angeben.[3])

Hagen hat die Formeln aufgestellt: $v = 2{,}425\sqrt{R}\sqrt[6]{J}$,

und neuerdings für Tiefen bis 0,47 m: $v = 4{,}9\,R\sqrt[5]{J}$,

für grössere Tiefen: $v = 3{,}34\,R\sqrt[5]{J}$.[4])

Da es bei der Bemessung des Durchflussprofils der Brücken darauf ankommt, die grösste Wassermenge zu berücksichtigen, so setzen die bisher beschriebenen Verfahren voraus, dass man das Profil des höchsten Hochwassers messen kann, oder dass man den höchsten Hochwasserstand kennt. Dies ist, namentlich in abgelegenen Gebirgsthälern, oft nicht möglich. Man hat daher versucht, die grösste Wassermenge aus dem Flächeninhalt des oberhalb der Brückenbaustelle belegenen Niederschlagsgebiets zu berechnen. Es kommt hierbei natürlich sehr

---

[1]) Man sieht, dass die Formeln auf regelmässige Profile (mit nicht sehr stark wechselnder Tiefe) berechnet sind. Für Fälle, in denen diese Voraussetzung nicht zutrifft, dürfte es richtiger sein, die Profilfläche des (ungestauten) Flusses oberhalb der Brücke = F, das Durchflussprofil an der unteren Brückenstirn = F^1 einzuführen und unter B die Spiegelbreite des Flusses vor dem Brückenbau zu verstehen. Dann würden die Gleichungen lauten:

$$1)\quad Q = (F + Bz)\,W;$$
$$2)\quad Q = \mu F^1 V;$$
$$4)\quad z = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{(\mu F^1)^2} - \frac{1}{(F + Bz)^2}\right),$$

während Gleichung 3 ungeändert bleibt.

[2]) Ueber die Bestimmung der Wassermengen aus angenäherten Geschwindigkeitsmessungen siehe den Aufsatz von v. Wagner in D. Bztg. 1882, S. 480 und denjenigen D. Bztg. 1883, S. 30, sowie die Notiz S. 84, ferner den Aufsatz von C. Weber, D. Bztg. 1884, S. 82.

[3]) Tiefenbacher, Die Ermittelung der Durchflussprofile mit besonderer Berücksichtigung der Gebirgs- und Wildbäche. Wien 1879, Lehmann & Wentzel.

[4]) Handb. d. Ing.-Wiss. III. 2. S. 122. — Vgl. die Mittheilung von Rapp (D. Bztg. 1883 S. 319), welcher zur Berechnung der Geschwindigkeit seine Broschüre: „Hydrotechnische Studien aus den Papieren des ehem. k. bayr. Oberbaur. Lavale", erschienen bei Gebr. Bögler in Wertheim, Ob.-Bayern, empfiehlt.

auf das Klima der Gegend und die Bodenbeschaffenheit, sowie die Vegetation an. Mittelwerthe hat Köstlin[1]) aufgestellt. Er nimmt an, dass auf Gebieten von weniger als 3,75 km Durchmesser oder Thalrinnen-Länge die halbe grösste Niederschlagshöhe = 0,000008 m in der Sekunde zum Abfluss kommen könne, auf Gebieten zwischen 3,75 und 7,5 km Durchmesser eine Höhe von 0,000006 bis 0,000004 m, auf Gebieten zwischen 7,5 und 11,25 km Durchmesser oder Thallänge 0,000003 m, von 11,25 bis 15 km 0,000002 m, von 15 bis 22,5 km 0,000001 m. Ueber 22,5 km grösstem Durchmesser des Niederschlagsgebiets sei das Verfahren überhaupt nicht mehr gut anwendbar.

In Frankreich hat man zur Bestimmung der Durchflussweite für das Hochwasser unbedeutender Wasserläufe aus dem Zuflussgebiete folgende Erfahrungszahlen aufgestellt.

Das Durchflussprofil soll betragen für 1 qkm des Zuflussgebiets:
wenn die Ufer sich kaum auf mehr als 20 m Höhe erheben 0,05 qm,
wenn sie sich auf nicht mehr als 40 m Höhe erheben . 0,094 qm,
wenn sie 50 m Höhe erreichen . . . . . 0,125 qm.[2])

Da diese Angaben das Gefälle des Wasserlaufs ganz ausser Acht lassen können sie nur einen bedingten Werth haben.

Kehren wir zu der oben besprochenen Berechnung der erforderlichen Brückenweite aus den Bresse'schen Formeln zurück, so liegt, wenn nicht die grösste zulässige Stauhöhe an sich ausschlaggebend ist, die Hauptschwierigkeit in der Bestimmung der grössten zulässigen Geschwindigkeit V. Es liegt zwar die Vorschrift nahe, die Geschwindigkeit unter der Brücke dürfe nicht so gross werden, dass die Flusssohle angegriffen wird, und mit den Angaben, welche wir weiter unten mittheilen, könnte man die Sache für erledigt halten. Es ist aber zu bedenken, dass fast überall die Bestandtheile der Flusssohle schon durch den uneingeengten Fluss fortbewegt werden. Diese Bewegung macht sich bis zur Mündung der Flüsse ins Meer geltend; sie ist aber um so bedeutender, je mehr man sich dem Ursprung der Flüsse nähert.

Bei Breisach beträgt beispielsweise die Geschwindigkeit des uneingeengten Rheins bei Sommermittelwasser etwa 3,5 m, bei Hochwasser 4 bis 5 m. Infolge dessen ist der grobe Kies der Sohle in fortwährender Bewegung. Die Kiesbänke wandern mit einer Geschwindigkeit bis zu 20 m in 1 Tag.[3])

Hält man nun eine Geschwindigkeits-Vermehrung überhaupt für unzulässig so muss man in der Bresse'schen Formel 4) $z = O$ setzen, woraus sich die Bedingung: $\mu\, b\, h = Bh$ ergiebt. Man hat also den Fluss an der Brückenbaustelle zu verbreitern oder zu vertiefen (h in der linken Seite der Gleichung grösser als in der rechten). Letzteres lässt sich oft in der Weise erreichen, dass an den Seiten vertieft wird, während die Tiefe in der Mitte ungeändert bleibt. Engt man den Fluss durch den Brückenbau ein, so werden unter allen Umständen Bestandtheile des Bettes, welche früher liegen blieben, fortbewegt werden. Der Fluss wird sich selbst die erforderliche Austiefung bilden. Dies ist bis zu einem gewissen Grade unschädlich; insbesondere kann man sich hinsichtlich des Brückenbaus gegen üble Folgen sichern. Die Unregelmässigkeit kann aber für den Fluss nachtheilig werden, indem infolge der Austiefung im Brückenprofil weiter unterhalb eine Sandbank entsteht, die Geschwindigkeit unter der Brücke der Schiffahrt hinderlich ist, usw. Bestimmte Regeln darüber, um wie viel man die Geschwindigkeit des Stroms durch einen Brückenbau steigern dürfe, lassen sich in der That nicht geben. Die Entscheidung wird von Fall zu Fall unter Erwägung aller Verhältnisse zu treffen sein. Um einigen Anhalt zu gewähren, theilen wir folgende Werthe der Geschwindigkeiten mit, bei welchen die Theilchen des Flussbettes sich bewegen und zwar für die langsamsten Wasserläufe als Mittelwerthe aus verschiedenen Angaben, die sich in der Litteratur finden.[4]) Es wird bewegt:

---

[1]) Z. d österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1868. S. 83. Vergl. auch die vorhin angeführte Schrift von Tiefenbacher.

[2]) Morandière.

[3]) D. Bztg. 1878, S. 117.

[4]) D. Bhdbch. I. S. 321 u. 329. — Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 37.

Schlamm bei 0,1 m Geschwindigkeit,
Thon „ 0,15 bis 0,25 m „ ,
Sand „ 0,3 m „ .

Ferner erfordert nach Beobachtungen, welche Sainjon an der Loire anstellte,[1]) die Bewegung von Kiestheilchen:

von 0,01 m Durchmesser 0,5 m Geschwindigkeit
„ 0,04 m „ 1,00 m „
„ 0,10 m „ 1,50 m „
„ 0,17 m „ 2,00 m „

Eine Reihe genauer Beobachtungszahlen, 1874 durch Suchier bei Alt-Breisach ermittelt, finden sich in der D. Bztg. 1883, S. 332. Die charakteristischsten Zahlen der Reihe sind folgende:

Flusssohle beschlickt; keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; selbst bei äusserer Störung des Gleichgewichts wandern die kleinsten Kiesel noch nicht bei . . . . . 0,694 m

Grenze des beschlickten und blank gewaschenen Grundes; es bewegen sich die kleinsten Geschiebe freiwillig bei . . . . . 1,18 m

Grosse beschlickte Steine von 2,5 kg sieht man nur vereinzelt auf dem Boden liegen; solche unter 2,5 kg Gewicht laufen bei . . . . . 1,8 m

Alles ist in Bewegung; starkes Geräusch hörbar bei einer Geschwindigkeit des Wassers von . . . . . 2,063 m

Die Geschwindigkeiten beziehen sich auf die Sohle (bezw. sind in 0,05 m über der Sohle gemessen — Suchier.) An der Oberfläche darf die Geschwindigkeit etwa $^4/_3$ mal so gross sein. Die grösste zulässige Sohlengeschwindigkeit für „geschlossene, harte Felsen“ soll, nach Dubuat, 3,05 m sein.[2])

Kann man der zu erbauenden Brücke nicht eine so grosse Weite geben, und also den Zuwachs an Geschwindigkeit des Flusses nicht auf ein so geringes Maass beschränken, dass eine schädliche Bewegung der Theilchen der Flusssohle ausgeschlossen erscheint, so muss man das Bauwerk durch besonders tiefe Gründung oder künstliche Sohlenbefestigung gegen Unterspülung sichern. Befestigungen der Flusssohle in der unmittelbaren Umgebung der Pfeiler durch Steinschüttungen finden sich sehr häufig.[3]) Seltener kommt eine durchgehende Sohlenbefestigung durch Mauerwerk oder Beton vor. Doch finden sich auf Taf. VI. Bd. II. 1 des Handbuches der Ing.-Wiss. 3 Beispiele hierfür. Fernere Beispiele sind 2 gewölbte französische Vicinalweg-Brücken über den Vicoin bei Régereau und über die Jouanne bei St. Cenerè.[4]) Die Flusssohle bestand hier aus verwittertem Schiefer, welcher Ausspülungen befürchten liess.

Es ist nun in den Bresse'schen Formeln für die Wassermengen-Berechnung noch der Koeffizient μ zu bestimmen. Nach Navier soll man setzen:

$\mu = 0{,}95$, wenn die Pfeiler in Halbkreisen oder spitzen Winkeln endigen,
$= 0{,}90$, wenn der Horizontalschnitt des Vordertheils einen stumpfen Winkel bildet,
$= 0{,}70$, wenn die Anfänge der Bögen eintauchen.

Eytelwein räth zu nehmen:

$\mu = 0{,}954$ bei Brückenpfeilern mit spitzen Vordertheilen,
$= 0{,}852$ bei Pfeilern mit geraden Vordertheilen.

Gauthey[5]) theilt Angaben mit, die auf genauen Versuchen und Messungen an einem Modell beruhen. Nach ihm soll sein:

$\mu = 0{,}95$ bei Pfeilern mit sehr spitzen Vorköpfen,
$= 0{,}9$ bei Pfeilern mit halbkreisförmigen oder gleichseitig dreieckigen Vorköpfen,
$= 0.85$ bei flach abgeschnittenen Pfeilern (ohne Vorköpfe) und unter der Voraussetzung ziemlich grosser Bögen,
$= 0{,}7$ für kleine Bögen, deren Anfänge in's Wasser tauchen.

---

[1]) Mitgeth. v. Schlichting, Z. f. B. 1880, S. 305.
[2]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 37.
[3]) Weichsel-Br. bei Graudenz. Z. f. B. 1882, S. 243.
[4]) Nouv. ann. 1882. Sp. 67.
[5]) Gauthey, Traité de la construction des ponts, p. 168. Vgl. auch Morandière, Traité etc.

VI. Vorköpfe.

Aus den voran gestellten Angaben geht die Wichtigkeit der Vorköpfe hervor, wiewohl der Einfluss derselben bei kleinen Brückenöffnungen offenbar bedeutender ist als bei grossen, was in den obigen Angaben fast gar nicht zum Ausdruck kommt. Ein vollständiges Fehlen der Vorköpfe dürfte bei neueren Brücken, deren Pfeiler im Wasser stehen, wohl nicht mehr gefunden werden. Man vermeidet aber ebenso die für den Wasserdurchfluss beste, „sehr spitze“ Form. Diese hat von älteren Brücken beispielsweise die Dreieinigkeits-Brücke in Florenz, Fig. 4, bei welcher nur die kleinen Vorsprünge an der Basis des Vorkopfes vom Uebel sind.

Fig. 4.

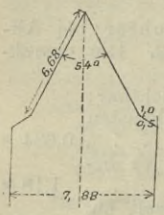


Fig. 5.

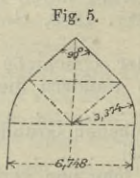
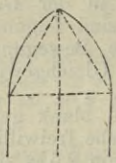


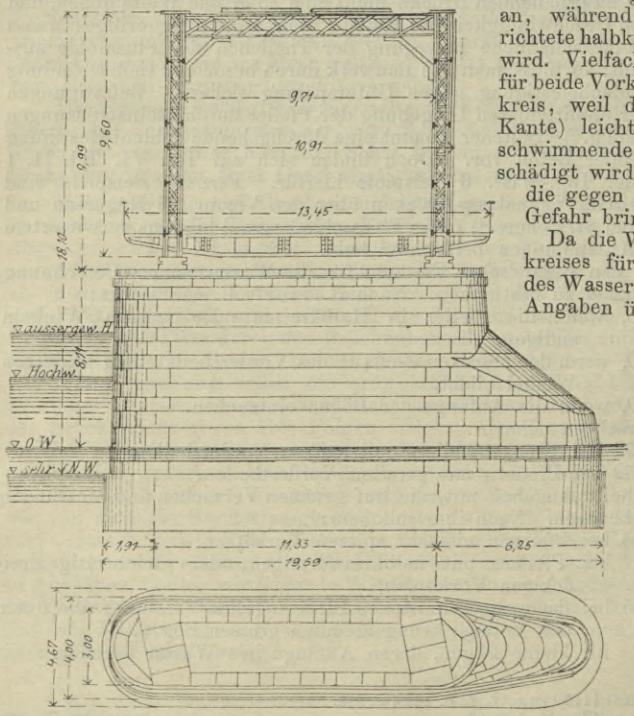
Fig. 6.



Winkel von 90° bilden die Vorköpfe der Kölner Rhein-Brücke und zwar nicht allein die stromauf-, sondern auch die stromab gerichteten, Fig. 5.[1]) Aehnlich sind die oberen Vorköpfe der Weser-Brücke bei Fürstenberg[2]) gestaltet, während die unteren halbkreisförmig sind.

Im allgemeinen macht man in neuester Zeit die Winkel der Vorköpfe wohl selten spitzer als 120°, was einer spitzbogigen Grundrissform entspricht, wenn der Halbm. der Bögen gleich der Pfeilerstärke ist, Fig. 6. Diese Form wendet man in der Regel nur für den stromauf gerichteten Vorkopf an, während der stromab gerichtete halbkreisförmig gestaltet wird. Vielfach begnügt man sich für beide Vorköpfe mit dem Halbkreis, weil die Spitze (scharfe Kante) leicht durch Eis oder schwimmende Gegenstände beschädigt wird, auch für Schiffe, die gegen die Pfeiler treiben, Gefahr bringt.

Fig 7.



Da die Wirkung des Halbkreises für das Durchlassen des Wassers nach den obigen Angaben über den Kontraktionskoeffizienten kaum hinter der des Spitzbogens oder des gleichseitigen Dreiecks zurück steht, so dürfte in der Regel nichts gegen die halbkreisförmige Anlage beider Vorköpfe einzuwenden sein.

Wenn der Fluss starken Eisgang hat, gestaltet man bisweilen den stromauf gerich-

[1]) Z. f. B. 1863, Bl. 33.
[2]) Z. f. Hann. 1881, Bl. 845.

teten Vorkopf besonders als Eisbrecher, indem man ihm zwischen dem höchsten und niedrigsten Wasserstand einen 1 : 1 oder etwas flacher geneigten Rücken giebt, z. B. Düna-Brücke bei Riga,[1]) Fig. 7.

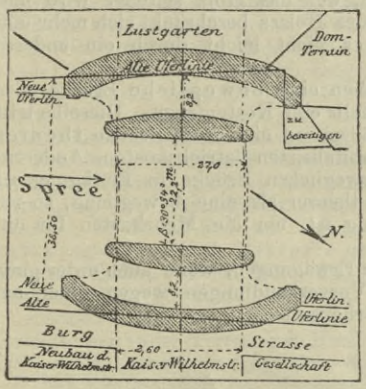
VII. Zahl und Weite der Oeffnungen.

Ist die Gesammt-Durchflussweite einer Brücke bestimmt, so bleibt noch die Zahl und Weite der einzelnen Oeffnungen zu bestimmen. Hierbei sind oft zufällige örtliche Verhältnisse massgebend. So werden mitunter grosse Oeffnungen dadurch bedingt, dass die Fahrrinne eines Flusses an der Brückenbaustelle weit von dem Ufer entfernt ist, an welchem sich der Leinpfad befindet.[2])

Auch kann die Gestaltung und Beschaffenheit des Baugrundes die Stellung einzelner Pfeiler (Weite einzelner Oeffnungen) bedingen.[3])

Eine Brücke mit 2 Oeffnungen über den Laughery creek in Amerika, welche, vor etwa 8 Jahren erbaut, im Jahre 1878 einstürzte, wurde mit einer einzigen Oeffnung von 90 m (ohne Mittelpfeiler) wieder hergestellt, weil der Einsturz besonders von der beweglichen und sandigen Natur des Flussbettes herrührte.[4])

Fig. 8.



Eine eigenartige Lösung der Aufgabe, den Bau zweier Mittelpfeiler in einem Flusse zu ermöglichen, dessen Profil nicht eingeschränkt werden durfte, zeigt die Kaiser-Wilhelmbrücke in Berlin, Fig. 8, bei welcher durch Krümmung der Endwiderlager die erforderliche Erweiterung der Gesammtbreite des Flusses geschaffen ist.

Abgesehen von Verhältnissen, die eine besondere Behandlung im einzelnen Falle verlangen, lässt sich die Aufgabe, durch zweckmässige Eintheilung einer gegebenen Gesammt-Brückenweite die Baukosten zu einem Minimum zu machen, allgemein behandeln. Bezügliche Formeln für gewölbte und für eiserne Brücken hat G. Meyer in einem Vortrage im Architektenverein zu Berlin[5]) mitgetheilt, auf welchen wir hier nur hinweisen, da dieser Gegenstand für gewölbte Brücken auf S. 289 ausführlich erörtert wird.

VIII. Wahl des Materials und der Bauart. Dauer der Brücken.

Für die Entscheidung, ob eine Brücke massiv, ganz oder theilweise aus Eisen oder endlich aus Holz hergestellt werden soll, ist, wenn nicht besondere Gründe vorliegen, die im einzelnen Fall auf eins der genannten Materialien hinweisen, der Kostenpunkt massgebend.

Solche besonderen Gründe können sein, für die Wahl des Massivbaues: der monumentale Charakter der Umgebung, welcher ein anderes Material als Stein unpassend erscheinen lässt. Bei Eisenbahn-Brücken wird man an Stellen mit sehr starkem Verkehr den Massivbau vorziehen, (weil er eine gute Konstruktion und eine tadellose Abdeckung und Entwässerung vorausgesetzt) die wenigsten Betriebsstörungen befürchten lässt. Ausschlaggebend für die Wahl von Eisen ist: sehr geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe oder grosse, den einzelnen Oeffnungen aus örtlichen Rücksichten zu gebende Spannweite. Holzbau ist angezeigt bei provisorischen Bauwerken.

Bei der Beurtheilung des Kostenpunktes werden häufig nur die Anlage-Kosten in Rechnung gezogen. Und leider zwingt eine wenig rationelle An-

---

[1]) Nouv. ann. 1875, Bl. 59/60.
[2]) Mosel-Brücke bei Eller.
[3]) Viadukt de l'Aiguille der Orléansbahn. Brolla-Br., Kant Tessin. (D. Bztg. 1884, S. 181.)
[4]) Engg. 19. März 1880 u. Nouv. ann. 1880, Sp. 64.
[5]) D. Bztg. 1874, S. 374. — Wiedergegeben im Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 40.

schauung derjenigen Kreise, welche die Mittel zum Bau zu bewilligen haben, den Techniker oft dazu, so vorzugehen. Für den Bau ist dann nur eine gewisse Summe verfügbar und eine massive (gewölbte) Brücke lässt sich dafür nicht herstellen. Es muss also eine eiserne oder gar hölzerne gebaut werden, gleichviel was sie von Jahr zu Jahr für Unterhaltung erfordert, oder ob sie in nicht ferner Zeit der Erneuerung bedarf.[1])

Im volkswirthschaftlich richtigen Sinne ist die Brücke die billigste, bei welcher die Summe der Anlagekosten, der kapitalisirten Unterhaltungskosten und eines Kapitals, welches, zur Zeit des Neubaues auf Zinseszins angelegt, am Ende der Lebensdauer der Brücke wiederum den Neubaufond hergeben würde, am geringsten wird.

Indem wir wegen der für eine solche Veranschlagung erforderlichen Einzelangaben auf die folgenden Abschnitte verweisen, beschränken wir uns hier auf die Bemerkung, dass die „Lebensdauer" der Holzbrücken ziemlich kurz, diejenige tadellos ausgeführter massiver Brücken fast unbegrenzt,[2]) diejenige der eisernen Brücken in der Mitte liegend und bis jetzt durch die Erfahrung wohl noch nicht genügend festgestellt ist.[3])

Im allgemeinen kann man noch sagen, dass die Verwendung des Holzes zum Brückenbau im Abnehmen begriffen ist, weil das Holz seltener wird und daher im Preise steigt. Die Verwendung des Holzes beschränkt sich mehr und mehr auf diejenigen Zwecke, für welche es nicht leicht durch ein anderes Material ersetzt werden kann.

In welchen Fällen eine feste, in welchen eine bewegliche Brücke oder eine Fähre angelegt werden soll, ist ebenfalls eine Kostenfrage. Dieselbe tritt nur dann auf, wenn unter gegebenen Verhältnissen eine feste Brücke theurer wird als eine bewegliche, einschliefslich der kapitalisirten Betriebskosten. Anderenfalls liegt Veranlassung, den Bau einer beweglichen Brücke in Erwägung zu ziehen, nicht vor. Wird eine feste Brücke theurer als eine bewegliche, so ist zu untersuchen, ob der Verkehr gross genug ist, um die Mehrkosten für die erstere Ausführungsart zu rechtfertigen.

Ein interessantes Beispiel für derartige Erwägungen, wenn auch unter ganz ausnahmsweisen Verhältnissen, sind die Vorverhandlungen wegen einer am Tower in London zu erbauenden Themse-Brücke.[4])

B. Gewölbte Brücken.

I. Theoretische Bestimmung der Form und Stärke der Gewölbe und Pfeiler.

a. Seilpolygon und Seilkurve.

Bei der theoretischen Behandlung der gewölbten Bögen kann man von dem Seilpolygon oder der Seilkurve ausgehen. Sie stellt einen Zug von Kräften dar, welche einem System bestimmter, in einer Ebene wirkender Kräfte das Gleichgewicht halten.

Die Seiten des Seilpolygons (Tangenten der Seilkurve) geben die Richtung der Resultanten der auf die einzelnen Gewölbequerschnitte (Fugen) wirkenden äusseren Kräfte. Die Schnittpunkte dieser Richtungslinien mit den zugehörenden Fugen sind die Angriffspunkte der Resultanten. Verbindet man diese Angriffs-

---

[1]) Bei der schiefen Chaussee-Ueberführung bei Eckernförde kam eine massive Ausführung zu Stande, weil die Chaussee-Verwaltung die Unterbrechung der Chaussirung durch den Bohlenbelag der in Aussicht genommenen Eisenkonstruktion nicht gestatten wollte. (D. Bztg. 1883 S. 152.)

[2]) Man denke an die aus der Römerzeit noch erhaltenen Brücken (Pont du Gard usw.).

[3]) Stiehl nimmt an, dass sich die Dauer der Holzbrücken zu der der eisernen und massiven etwa verhält, wie Jahrzehnt zu Jahrhundert, zu Jahrtausend. Die Unterhaltungskosten stehen in einem fallenden Verhältniss. Die massiven Zement-Bruchstein-Brücken sind (nach St.) in den Anlagekosten unerheblich theurer als Holzbrücken und 15 bis 30% billiger als eiserne Brücken (D. Bztg. 1881 S. 208.)

[4]) Centr. d. B. 1882. S. 400.

punkte mit einander, so erhält man die Stützlinie. Bei senkrechter Fugenrichtung und senkrecht wirkenden äusseren Kräften fallen beide Linien zusammen; bei flachen Bögen weichen sie nicht merklich von einander ab.

Sind die äusseren, auf den Bogen wirkenden Kräfte nach Grösse und Richtung bekannt und gelingt es, die Lage der Stützlinie im Bogen den Verhältnissen entsprechend richtig zu bestimmen, so kann man die Grösse der inneren, widerstehenden Kräfte, d. h. der im Material des Bogens auftretenden Spannungen, herleiten.

b. Aeussere Kräfte.

Die äusseren, angreifenden Kräfte sind bekannt oder können verhältnissmässig leicht bestimmt werden, so weit senkrecht wirkende Belastungen in Frage kommen[1]). Man hat jedoch beim Brückenbau auch wagrechten, aus dem Erddruck hervor gehenden Kräften Rechnung zu tragen.

In welcher Weise dies geschehen muss, darüber herrschen verschiedene Auffassungen. Während die Einen den Erddruck bei der Berechnung der Brückengewölbe überhaupt nicht berücksichtigen[2]), die Widerlager also so stark konstruiren, dass sie den Gewölbeschub auch ohne entgegen wirkenden Erddruck aushalten können, wobei dann andererseits nur noch zu untersuchen ist, ob die Widerlager ohne das Gewölbe, als Futtermauern, dem einseitig — allein — wirkenden Erddruck widerstehen würden[3]), wollen die Andern sogar den passiven Erddruck (Seitendruck der Erde einschliesslich der Kohäsions- und Reibungswiderstände) als dem Gewölbeschub entgegen wirkend in Rechnung ziehen[4]).

Ich bin der Ansicht, dass beide Auffassungen für gewisse Grenzfälle berechtigt sein mögen, dass aber die Regel, nach welcher unter gewöhnlichen Verhältnissen konstruirt werden soll, in der Mitte liegt.

Der Satz: „Erd- und Gewölbedruck wirken nur in den günstigsten Fällen stets gleichzeitig“ geht zu weit und dürfte nur in nahezu umkehrender Einschränkung der Wirklichkeit entsprechen: „Es können ungünstige Fälle vorkommen, in denen Erd- und Gewölbedruck nicht gleichzeitig wirken“[5]). Die Auffassung Friedrich Ritter's mag in den Beispielen, die er anführt, Bestätigung finden. Doch kann die Londoner Untergrundbahn, als in engem Einschnitt im gewachsenen Boden ausgeführt, nicht zur Herleitung einer allgemeinen Regel benutzt werden. Und wenn Bauwerke unter gewöhnlichen Verhältnissen (über Terrain mit Hinterfüllung), nach jener Auffassung ausgeführt, sich bewährt haben, so fragt sich, ob dies nicht theilweise anderen Umständen, z. B. der Zugfestigkeit des Mauerwerks zuzuschreiben ist.

Es ist daher bei Berechnung der Gewölbe und Widerlager in der Regel der „aktive“ Erddruck in Rechnung zu ziehen.

Derselbe ist, da hier der Zustand der Ruhe (nicht wie bei Stützmauern der Grenzzustand des beginnenden Kippens der Mauer) zu betrachten ist, wagrecht wirkend anzunehmen und seine Grösse bei wagrechter Oberfläche der drückenden Erde, für die Breite 1 nach der Formel: $D = \frac{m h^2}{2} \gamma$ zu bestimmen, worin γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde bedeutet. Das Dreieck ABC, Fig. 9, stellt also den auf die Wand AB wirkenden Erddruck D dar, welcher in $^1/_3$ der Höhe (Schwerpunktshöhe des

Fig. 9.

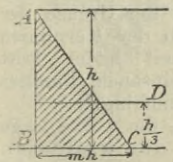
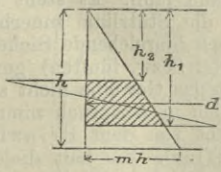


Fig. 10.



[1]) Vergl. Engesser „Ueber den Erddruck gegen innere Stützwände (Tunnelwände)“.

[2]) Bauer, Regeln f. d. Bau der Durchlässe (Z. d. Bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871 u. Z. f. Bauk. 1879, S. 54.

[3]) Heinzerling (A. B.-Z. 1875, S. 13).

[4]) Friedrich Ritter (A. B.-Z. 1880, S. 85) schliesst aus einer Anzahl ausgeführter Gewölbe (z. B. Londoner Untergrundbahn), dass man den Seitenwiderstand der Erde schon in „geringer Tiefe“ unter der Oberfläche mit Sicherheit gleich dem 1,5 bis 2fachen des Vertikaldrucks der Erde annehmen kann.

[5]) Etwa: Unwandelbar fest gegründete Widerlager mit senkrechter hinterer Begrenzung und sich setzender, stark kohärirender Hinterfüllung (ein Damm aus Lehm, in welchem sich ein senkrechter Spalt bilden könnte).

Dreiecks) angreift. Der partielle Erddruck zwischen den Höhen h_1 und h_2 ist: $d = \frac{m}{2}(h_1{}^2 - h_2{}^2)\gamma$. Er greift im Schwerpunkt des Drucktrapezes (in Fig. 10 schraffirt) an.

m ist ein von der Natur der betreffenden Erdart abhängiger Koeffizient. Ist der Ruhewinkel derselben (Winkel der Böschung mit der Wagrechten) φ, so ist[1]):

$$m = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

c. Lage der Stützlinie.

Die Lage der Seilkurve ist statisch nur bestimmt, wenn ausser den äusseren Kräften noch 3 Bedingungen, z. B. 3 Punkte der Kurve gegeben sind. Da durch die gewöhnlichen Arten der Gewölbekonstruktion diese Punkte mechanisch nicht festgelegt werden (wie es bei den eisernen Scharnierbogen-Brücken allerdings der Fall ist), hat man verschiedene Hypothesen aufgestellt und nach denselben die Lage der Punkte angenommen.

Ein Urtheil darüber, ob ein Gewölbe (abgesehen von der Zugfestigkeit des Mörtels) standfähig ist oder einstürzen wird, gewährt die Kantungs-Theorie. Sie setzt voraus, dass sich die Theile des Gewölbes beim Einsturz um die inneren und äusseren Kanten gewisser Fugen drehen, eine Voraussetzung, die unzweifelhaft der Wirklichkeit entspricht, nur dass die Drehpunkte nicht in den Gewölbelaibungen, sondern im Innern des Gewölbes, um ein je nach der Festigkeit des Materials verschiedenes Maass von den Laibungen entfernt liegen. Beträgt dies Maass weniger als $^1/_3$ der Gewölbestärke, so tritt, wie später gezeigt wird, an der gegenüber liegenden Seite schon ein Klaffen der Fugen ein, was durch die Konstruktion ausgeschlossen werden soll. Man möge also die Drehpunkte der „kantenden" Gewölbetheile auf $^1/_3$ der Gewölbestärke (auf den Kernlinien) annehmen.

Die Kantungstheorie behandelt Grenzlagen der Stützlinien, welche bei dem geringsten beziehungsweise grössten, für ein bestimmtes Gewölbe möglichen Horizontalschub eintreten. Diese Stützlinien haben abwechselnd mit der äusseren und inneren Gewölbelaibung (Kernlinie) Punkte gemein. Die Stützlinie des grössten Horizontalschubes (Maximal-Stützlinie) berührt im Scheitel oder in der Nähe desselben die innere Laibung (Kernlinie); die Stützlinie des kleinsten Horizontalschubes (Minimal-Stützlinie) berührt dort die äussere Laibung (Kernlinie). Beide Linien haben in jedem Fall drei Berührungspunkte mit den Laibungen (Kernlinien). Haben sie nicht mehr als drei Berührungspunkte, so ist das Gewölbe, abgesehen von der Festigkeit des Materials, stabil. Findet man, dass eine Stützlinie, die man konstruirt (z. B. eine Minimallinie), fünf Punkte (bei unsymmetrischen Gewölben oder Belastungen eventuell nur vier) mit den Laibungen (Kernlinien) gemein hat, so ist sie die einzig mögliche Stützlinie. Man nennt das Gewölbe dann labil. Es steht an der Grenze der Stabilität und kann, besonders wenn die Stützlinie innerhalb der Kernlinien konstruirt wurde, unter Umständen noch hinreichende Sicherheit bieten. Tritt die Stützlinie unterhalb des vierten (und bezw. fünften) gemeinsamen Punktes aus dem Gewölbe (Kern) heraus, so ist das Gewölbe nicht standfähig.[2])

Eine Theorie, welche bereits für sich in Anspruch nimmt, die wahre Lage der Stützlinie bestimmt zu haben, geht von dem Prinzip des kleinsten Widerstandes aus (Moseley-Scheffler). Sie hält diejenige Stützlinie für die richtige, bei welcher der Horizontalschub möglichst klein wird. Durch Unvollkommenheiten in der Ausführung der Gewölbe, welche häufig vorkommen, kann diese Theorie ihre Berechtigung erhalten.

Culmann und Andere nahmen an, „dass diejenige Stützlinie die wirkliche sei, welche sich der Axe des Gewölbes in der Art am meisten nähert, dass der Druck in den am stärksten gepressten Fugenkanten ein Minimum wird".

---

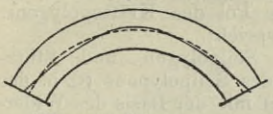
[1]) Nach Schwedler.

[2]) Vgl. die betreffende Darstellung von Mehrtens und Fischer in der Beigabe zum Deutschen Baukalender.

Lässt sich dies auch nicht erweisen, so kommt es, abgesehen von Grenzfällen und unter Voraussetzung einer fehlerlosen Ausführung, der durch die Elastizitäts-Theorie zu gebenden, nach dem jetzigen Stande der Wissenschaft allein richtigen Bestimmung der Stützlinien-Lage, doch in vielen Fällen nahe.

Die Elastizitäts-Theorie[1]) führt nun, nach Winkler,[2]) zu dem Satze, dass „bei konstanter Dicke des Bogens diejenige Stützlinie nahezu die richtige ist, für welche die Summe der Quadrate der Abweichungen von der Mittellinie ein Minimum ist, Fig. 11. Bei veränderlicher Dicke bleibt dieser Satz noch richtig, wenn man die Abweichungen mit $\frac{1}{\alpha^3}$ multiplizirt, worin α das Verhältniss der Bogendicke an einer beliebigen Stelle zur Dicke im Scheitel bedeutet.

Fig. 11.



Hieraus folgt unmittelbar, dass diejenige Bogenform die beste ist, bei welcher sich unter gleichmäfsiger Belastung eine Stützlinie konstruiren lässt, die mit der Bogenmittellinie zusammenfällt. Denn sie ist dann „nahezu die richtige“ und die Abweichungen bei ungleichmäfsiger Belastung werden möglichst gering. Freilich würde dies genau nur gelten, wenn sich (abgesehen von gröberen Störungen) das Gewölbe beim Ausrüsten nicht setzte, was daher bei der Ausführung thunlichst anzustreben ist.

d. Konstruktion der Stützlinie.

Um zu der richtigen Stützlinie zu gelangen, ist unter allen Umständen zuerst die Aufgabe zu lösen: durch 3 gegebene (bezw. angenommene) Punkte eine Seilkurve (oder ein Seilpolygon) zu zeichnen.

Hierbei kann man von dem Satz der graphischen Statik ausgehen:[3]) „Sind 2 Seilpolygone aus 2 verschiedenen Polen eines und desselben Kräfteplans verzeichnet worden, so schneiden sich die gleichnamigen Seiten dieser beiden Seilpolygone auf einer und derselben geraden Linie, welche der Verbindungslinie der beiden Pole des Kräftepolygons parallel ist.“ Fig. 12 stellt das Kräftepolygon der 4 Kräfte: 1, 2, 3, 4 dar und Fig. 13 die 2 aus den Polen C und C_1 konstruirten Seilpolygone, deren gleichnamige Seiten sich auf der — · — · Linie schneiden, welche der Linie $C\,C_1$ parallel ist.

Fig. 12.

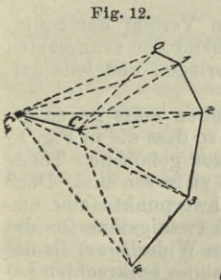
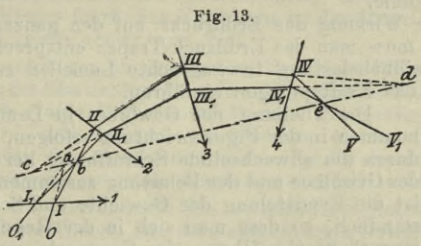
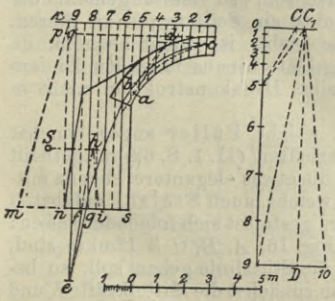


Fig. 13.



Ist nun zunächst in einem symmetrischen Gewölbe mit wagrecht abgeglichener Belastung ein Seilpolygon durch die Punkte c (im Scheitelquerschnitt) und b (in der Nähe des Kämpfers) zu zeichnen, Fig. 14, so kann man den Querschnitt in eine Anzahl (wo möglich gleich breite) senkrecht begrenzte Lamellen eintheilen, die Gewichte derselben zu

Fig. 14.



[1]) Vergl. Steiner nach Vorträgen von Winkler, A. B. Z. 1874, S. 21 und Hübl nach Vorträgen von Steiner, A. B. Z. 1878.

[2]) D. Bztg. 1879, S. 128, wo man die eingehendere Ausführung des hier nur auszugsweise Angedeuteten nachlesen möge.

[3]) Wir geben Folgendes nach der Darstellung von Heuser, D. Bztg. 1872, S. 365. Zwei andere Methoden führt noch Wilcke im Handbuch d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 62 an.

dem Kräftepolygon 0, 1, 2 . . . . . 8, 9 zusammen setzen und den Pol desselben in folgender Weise bestimmen:

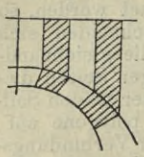
Der Symmetrie wegen liegt derselbe nothwendig auf der durch *o* gezogenen Horizontalen. Nimmt man ihn nun nach Schätzung in *C* an und gelangt damit zu einem Seilpolygon, welches von *c* aus durch *a* statt durch *b* geht, so folgt aus dem oben angeführten Satz, dass durch den Schnittpunkt *d* der Seite des Versuchs-Polygons, in welchem *a* liegt, mit der Horizontalen durch *c*, auch die Seite des gesuchten Polygons gehen muss, in welcher *b* liegt. Zieht man also *b d* und damit parallel im Kräftepolygon 5 C_1, so ist C_1 der Pol des Kräftepolygons, welcher dem durch *c* und *b* gehenden Seilpolygon entspricht.

In Fig. 14 ist der Unterschied zwischen Seilpolygon und Stützlinie ersichtlich. Denn während *g* der Schnittpunkt des Seilpolypons (d. h. der mit C_1 8 im Kräftepolygon parallelen Seite desselben) mit der Basis des Widerlagers ist, findet man den entsprechenden Schnittpunkt *f* der Stützlinie (welcher, abgesehen von der Wirkung des Erddrucks, für die Vertheilung des Drucks auf der Basis maſsgebend ist), indem man die durch *g* gehende Seite des Seilpolygons bis zum Schnitt mit der Vertikalen 9 verlängert und durch den Schnittpunkt parallel mit C_1 9 im Kräftepolygon zieht.

Endlich ist der Erddruck noch, wenigstens für die Widerlager-Basis, berücksichtigt. Das Trapez *p qnm*, Fig. 14, stellt die Gröſse des auf das Gewölbe und Widerlager wirkenden Erddrucks dar und die wagrechte Strecke 9,10 im Kräftepolygon entspricht derselben. Der Erddruck kann wagrecht in Höhe des Schwerpunkts *S* des Trapezes *p qnm* angreifend gedacht werden. Zieht man also durch *S* horizontal bis zum Schnittpunkt *h* mit der Verlängerung von *e f* und dann durch *h* parallel C_1 10 (des Kräftepolygons) so giebt *i* den Schnittpunkt der Widerlager-Basis mit der, mit Rücksicht auf den Erddruck konstruirten Stützlinie.

Will man die Wirkung des Erddrucks auf den ganzen Verlauf der Stützlinie verfolgen so muss man das Erddruck-Trapez entsprechend den senkrechten Lamellen der Gewölbebelastung in wagrechte Lamellen zerlegen und jede derselben einzeln in das Kräftepolygon einführen.

Fig. 15.

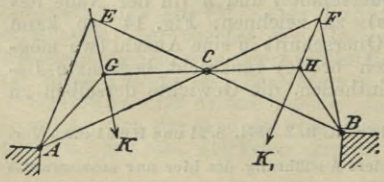


Die Theilung des Gewölbes in Lamellen muss genau genommen in der Figurenrichtung erfolgen, so dass die in Fig. 15 durch die abwechselnde Schraffirung hervor gehobenen Theile des Gewölbes und der Belastung zusammen zu fassen sind. Doch ist die Ermittelung der Gewichte und Schwerpunkte hier umständlich, so dass man sich in der Regel (wenigstens für das eigentliche Gewölbe — im Gegensatz zum Widerlager) in der näherungsweisen Rechnung mit der Annahme senkrechter Lamellen begnügt.

Sind Gewölbe und Belastung nicht symmetrisch, so ist allgemein die Aufgabe zu lösen, durch 3 angenommene Punkte ein Seilpolygon zu führen. Die Lösung, welche Heuser (a. a. O.) hierfür giebt, ist nicht bequem, da sie meistens zu sehr spitzen, über das Zeichnungsblatt hinaus fallenden Linienschnitten führt, welche auch durch die mitgetheilte Hilfskonstruktion nicht in bequemer Weise beseitigt werden.

Es ist daher die Konstruktion vorzuziehen, welche Puller angegeben hat und welche im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften (II. 1. S. 62) mitgetheilt wird, oder die etwas elegantere, ebenda mitgetheilte, welche auch Stelzel anführt.[1]) Die letztere gestaltet sich folgendermaſsen:

Fig. 16.

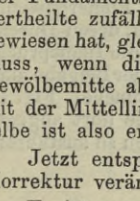


Wenn, Fig. 16, *A*, *B*, *C* 3 Punkte sind, durch die die Stützlinie gehen soll, so bestimmt man zunächst die Mittelkräfte *K* und K_1 der zwischen *A* und *C*, bezw. *C* und *B* liegenden Kräfte. Dann setzt man diese Kräfte, Fig. 17, zu dem Kräftepolygon *O* 1 2 zusammen und zeichnet 2 Seilpolygone,

[1]) Grundzüge der graphischen Statik, Graz 1882.

AEB für die Kraft K und AFB für die Kraft K_1, welche beide durch die 3 Punkte A, B, c gehen. In dem Kräftepolygon zieht man die diesen Seilpolygonen entsprechenden Strahlen und findet so die Pole P' und P''. Zieht man dann noch durch P' eine Linie $// CB$ und durch P'' eine Linie $// AC$, so ist der Schnittpunkt dieser Linien P der gesuchte Pol für das Seilpolygon, welches die durch A, B, C gehende Stützlinie darstellt. Zieht man nur die Mittelkräfte K und K_1 in Betracht so ist $AGHB$ diese Stützlinie, indem $AG // P2$, $GCH // P1$ und $HB // PO$ gezogen wird.

Fig. 17.



Man ist nun im Stande, in einen für einen gegebenen Fall zunächst frei entworfenen Gewölbequerschnitt, dessen Scheitelstärke und Fundamentbreite man nach später zu entwickelnden Regeln angenommen hat, eine Stützlinie einzuzeichnen, welche durch die Mitte des Scheitelquerschnitts und die Mitten der Fundamentsohlen geht. Hierbei ist, wie bereits erwähnt, eine gleichmäfsig vertheilte zufällige Belastung voraus zu setzen, deren Höhe, wie Winkler nachgewiesen hat, gleich der halben, möglicherweise vorkommenden, genommen werden muss, wenn die Stützlinie für einseitige Belastung möglichst wenig von der Gewölbemitte abweichen soll. Diese Stützlinie wird nun im allgemeinen nicht mit der Mittellinie des entworfenen Gewölbequerschnitts zusammen fallen. Derselbe ist also entsprechend zu berichtigen.

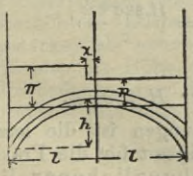
Jetzt entspricht die Stützlinie nicht mehr den durch die Querschnitts-Korrektur veränderten Belastungs-Verhältnissen.

Es ist von neuem eine Stützlinie zu zeichnen und die Berichtigung des Gewölbequerschnitts zu wiederholen und so fort, bis eine genügend genaue Uebereinstimmung der Stützlinie mit der Gewölbemitte erreicht ist. Bei einiger Uebung des Konstrukteurs führt dies Verfahren in der Regel bereits nach einmaliger Berichtigung genau genug zum Ziel.

Hierauf ist nun unter der ungünstigsten einseitigen Belastung die den oben angedeuteten Gesetzen der Elastizitäts-Theorie entsprechende Stützlinie zu zeichnen, wofür wiederum durch einige Probekonstruktionen die genügende Genauigkeit zu erreichen sein wird, und dann zu untersuchen, ob das Gewölbe auch für diesen Fall standfähig ist, d. h. ob die Stützlinien nirgends aus dem inneren Drittel heraus fällt und ob nirgend zu grofse Kantenpressungen entstehen.

Im Hinblick auf die Unsicherheit des vollständigen Zutreffens der Voraussetzungen der Elastizitäts-Theorie bei dem ausgeführten Gewölbe wird es für die Praxis meistens genügen, wenn man in den nach Vorstehendem festgestellten Gewölbequerschnitt, in dessen Mitte die Stützlinie für halbe gleichförmige Belastung liegt, unter der ungünstigsten einseitigen Belastung die Maximal- und Minimal-Stützlinie der Kantungstheorie (oder die letztere allein) unter Annahme der Kantungspunkte auf den Kernlinien einzeichnet und bei diesen Linien untersucht, ob sie nirgend aus dem Kern (mittleren Drittel) heraus treten, und ob nirgend zu grofse Kantenpressungen entstehen.

Fig. 18.



Als ungünstigste einseitige Belastung wird vielfach nur die Belastung der einen Gewölbehälfte in Rechnung gezogen. Genauer verfährt man, wenn man die Last vom einen Widerlager so weit gegen die Mitte vorgerückt annimmt, dass ihr Ende mit dem Scheitel der unsymmetrisch sich ihr entgegen krümmenden Stützlinie zusammen fällt.

Vernachlässigt man, Fig. 18, die Gewölbekrümmung in der Nähe des Scheitels, so hat man das Moment des Horizontalschubes aus dem über dem Scheitel liegenden Theil der Last: $Hh = \frac{\pi\,(l-x)^2}{2}$ und anderseits: $Hh = \frac{p\,(l+x)^2}{2}$, also:

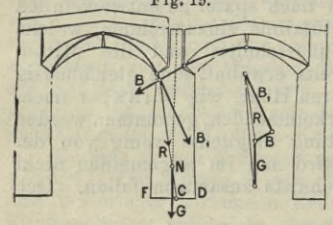
$$\pi\,(l-x)^2 = p\,(l+x)^2 \text{ und:}$$

$$x = l \frac{\sqrt{\frac{\pi}{p}} - 1}{\sqrt{\frac{\pi}{p}} + 1}.$$ [1])

Bis hierher haben wir Gewölbe mit einer Oeffnung behandelt und dieselben im Zusammenhange mit den Widerlagern betrachtet. Für die Untersuchung der Stützlinie beginnt das Gewölbe an der Fundamentsohle. Eine getrennte Untersuchung des „Widerlagers" ist nicht erforderlich.

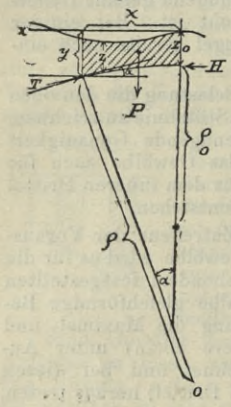
Einer besonderen Erwähnung bedürfen nur die Mittelpfeiler von Brücken mit mehren Oeffnungen. Sie sind in der Weise zu untersuchen, dass man eine der angrenzenden Oeffnungen belastet, die anderen unbelastet annimmt. In dem belasteten Gewölbe ist die Minimal-, in dem unbelasteten die Maximal-Stützlinie zu zeichnen, welche sich dann unter sich und mit dem Pfeilergewicht zu Resultanten zusammen setzen, deren Durchgang durch die Fundamentsohle die Inanspruchnahme dort ermitteln lässt. Die (der Beigabe zum Deutschen Baukalender entnommene) Fig. 19 zeigt dies. Nur würden wir die dort angegebene Konstruktion der Stützlinien so ausführen, dass sie im inneren Drittel des Querschnitts (im Kern) verläuft.

Fig. 19.



e. Analytische Gewölbe-Theorie.

Fig. 20.



Nachdem im Vorstehenden das Verfahren entwickelt ist, mittels dessen man auf graphischem Wege die Form der Gewölbe (bezw. der Gewölbe und Mittelpfeiler) einer Brücke bestimmen und ihre Standfähigkeit untersuchen kann, wollen wir auf die analytische Behandlung der Stützlinie nur so weit eingehen, dass wir die ihr als Grundlage dienenden Lehrsätze anführen, auf die bezügliche Litteratur hinweisen und hervor heben, welche nützlichen Anschauungen und Hilfsmittel diese analytische Behandlung auch bei dem von uns skizzirten Gange der Untersuchung an die Hand giebt.

Sie gestattet die zweckmäfsigste Form und die Stärke der Gewölbe entweder direkt oder annähernd von vorn herein zu bestimmen und so die oben angedeuteten Versuchskonstruktionen abzukürzen.

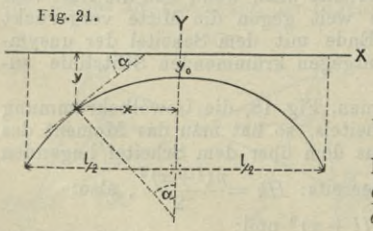
Die Grundgleichungen der Stützlinie, Fig. 20, sind [2])

$$P = T \sin \alpha = \int_0^x z\, dx; \qquad H = T \cos \alpha,$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{\int_0^x z\, dx}{H}; \qquad \varrho = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}} = \frac{H \sec^3 \alpha}{z},$$

$$\varrho_0 = \frac{H}{z_0} \text{ oder } H = \varrho_0 z_0.$$

Fig. 21.



Von diesen Gleichungen ist die letzte von besonderer Wichtigkeit für die Praxis.

Bei wagrecht abgeglichener Belastung, Fig. 21, ist $y = z$ und es folgt aus $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{y}{H}$ die Gleichung:

[1]) Handb. d. Ing.-W. II 1, S. 64.
[2]) Schwedler, Theorie der Stützlinie, Z. f. B. 1859. S. 109.

$$x = \sqrt{H}\, ln \frac{y + \sqrt{y^2 - y_0^2}}{y_0}, \qquad ^{1)}$$

oder:

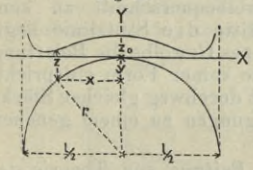
$$y = \frac{y_0}{2}\left(e^{\frac{x}{\sqrt{H}}} + e^{-\frac{x}{\sqrt{H}}}\right).$$

Ferner ist: $\varrho = \dfrac{H \sec^3 \alpha}{\sqrt{H \operatorname{tg}^2 \alpha + y_0^2}}$ oder: $\varrho = y_0 \dfrac{a \sec^3 \alpha}{\sqrt{a \operatorname{tg}^2 \alpha + 1}}$,

worin $a = \frac{\varrho_0}{z_0}$ (oder hier $= \frac{\varrho_0}{y_0}$) ist, ein Verhältniss, welches Schwedler den „Modul" der Stützlinie nennt.

Weiter zeigt nun Schwedler, dass bei $a < 3$ der Krümmungshalbm. der Stützlinie im Scheitel ein Minimum, die Linie also eine überhöhte (eiförmige) ist, während bei $a > 3$ das Minimum des Krümmungshalbm. nach beiden Seiten vom Schenkel abrückt, so dass die Stützlinie im Scheitel eine gedrückte Form hat. Bei $a = 25$ liegt ϱ_{min} bei $\alpha = 33^0\, 30^1$, und wenn $y_0 = 1$ ist, wird ($\varrho_0 = 25$ und) $\varrho_{min} = 12{,}5$. Zwischen $a = 3$ und $a = 5$ weicht die Kreislinie für einen Zentriwinkel von 80^0 wenig von der Stützlinie für wagrecht abgeglichene Belastung ab.

Fig. 22.



Für die Ellipse mit den Halbaxen l und f gilt dies, wenn a zwischen $3\left(\frac{l}{f}\right)^2$ und $5\left(\frac{l}{f}\right)^2$ liegt.[1])

Wegen der näherungsweisen Konstruktion dieser Stützlinie als Korblinie und wegen der Konstruktion der genauen Belastungslinie für eine Korblinie als Stützlinie müssen wir auf den Schwedler'schen Aufsatz verweisen.

Für eine kreisförmige Stützlinie, Fig. 22, ist ϱ konstant $= \varrho_0$, wofür wir r schreiben. Dann ist:

$$Z = \frac{H \sec^3 \alpha}{r} = Z_0 \sec^3 \alpha = Z_0 \frac{r^3}{\sqrt{(r^2 - x^2)^3}} = Z_0 \frac{r^3}{(r - y)^3}.$$

Für $x = r$, $\left(y = r,\ \alpha = \frac{\pi}{2}\right)$, wird $Z = \infty$, was übrigens schon von vorn herein behauptet werden kann.

Ganz analog ergiebt sich für eine elliptische Stützlinie mit der wagrechten Halbaxe (halben Spannweite) $\frac{l}{2}$ und der senkrechten Halbaxe (Pfeilhöhe) f:[3])

$$H = Z_0 \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{f}.$$

Die Stützlinien haben unter Berücksichtigung des Erddrucks für hohe Erdschüttungen nahezu elliptische Form. Setzt man die kleine Halbaxe der (überhöhten) Ellipse (die halbe Weite des Bauwerks, plus der halben Widerlagstärke) als gegeben voraus, so kann man das Verhältniss der beiden Axen und also die Höhe des Bauwerks leicht aus der Dammhöhe berechnen, wenn man bedenkt, dass der Horizontalschub gleich dem auf das Bauwerk wirkenden Erddruck sein muss. Es ist hier, nach Fig. 23:

$$\varrho_0 (H - h) = \frac{h^2}{h}(H - h) = \frac{m}{2}(H^2 - [H - h]^2),$$

---

[1]) Zuerst von Hagen aufgestellt. Vergl. Z. f. B. 1859, S. 114.

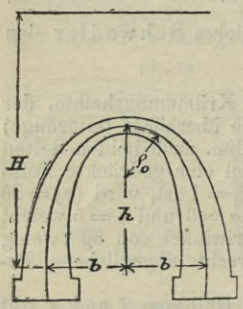
[2]) Centr.-Bl. d. B. 1883, S. 63.

[3]) Vergl. insbesondere über Stützlinien mit geneigter, gerade abgeglichener Belastung: Heinzerling, Theorie, Konstruktion u. statische Berechnung der Brückengewölbe. A. B. Z 1872. Wegen der analytischen Behandlung der Stützlinien mit Berücksichtigung des wagrechten Erddrucks verweisen wir auf die Theorie von Schwedler (Z. f. B. 1859), sowie auf das Handbuch der Ingenieur-Wissensch. II. 1 S. 67.

woraus sich ergiebt:[1]) $$H = h \frac{1 - \frac{m}{2}\left(\frac{h}{b}\right)^2}{1 - m\left(\frac{h}{b}\right)^2}.$$

Das bis hier über die analytische Entwickelung der Stützlinie Mitgetheilte geht von der Voraussetzung aus, dass die Stützlinie die untere Begrenzung der Belastungsfläche ist. Dies würde aber mit der Wirklichkeit nur dann ohne weiteres übereinstimmen, wenn die Gewölbe unendlich dünn wären.

Fig. 23.



Bei ausschliefslich senkrecht wirkenden Kräften kann man zwar die Stützlinie beliebig senkrecht verschieben, sie also z. B. im Scheitel, in die Mitte des Gewölbequerschnitts bringen. Dann liegt sie aber überall (senkrecht gemessen) gleich weit von der inneren Gewölbelaibung entfernt, während ihr Abstand von derselben (sogar radial gemessen) nach dem Kämpfer hin im allgemeinen zunehmen muss.

Mag man also, von einer gegebenen Belastungslinie ausgehend, einen Gewölbequerschnitt zu konstruiren haben, in dessen Mitte die Stützlinie liegt, oder mag man für ein gegebenes Gewölbe die Belastung zu bestimmen haben, welche seiner Form entspricht, so wird man — etwa abgesehen von flachen Bögen mit durchweg gleicher Stärke — nur durch Annäherung und wiederholte Berichtigungen zu einem genauen Resultat kommen.

Diesem Uebelstand hat Tolkmitt in seinem „Beitrag zur Theorie gewölbter Bogen“ (Z. f. B. 1876) zunächst für einen bestimmten Fall, nämlich wagrecht abgeglichene und ausschliefslich senkrecht wirkende Belastung, abzuhelfen gesucht, indem er die Gleichung für die innere Gewölbeleitung berechnet, unter der Bedingung, dass die Stützlinie in der Mitte des richtig, d. h. den Pressungen entsprechend vom Scheitel aus an Stärke zunehmend, konstruirten Gewölbequerschnitts liegt.

Die sich ergebende Gleichung ist für die Rechnung sehr unbequem. Tolkmitt hat deshalb Tabellen berechnet, mit deren Hülfe seine Entwickelungen für viele Fälle der Praxis mit Vortheil verwendet werden können. Von seinen Gleichungen führe ich nur die für den Krümmungshalbmesser der inneren Laibung im Scheitel an:

$$\frac{r}{c} \frac{c + e}{\left(1 + \frac{c + e}{2q}\right)^2} - q = o,$$

worin r der Halbmesser der inneren Laibung,
c die Scheitelstärke,
e die Belastungshöhe im Scheitel (ausschliefslich Gewölbe),
q die Höhe eines prismatischen Mauerkörpers von der Grundfläche 1, dessen Gewicht gleich dem auf die Querschnittseinheit des Gewölbebogens wirkenden Druck ist.

Der Halbmesser der Stützlinie im Scheitel ist:[2])

$$\varrho_0 = r + c\left(1 - \frac{c + e}{4q}\right).$$

---

[1]) Für $m = \frac{1}{4}$ und sehr hohe Dämme ($\lim H = \infty$) wird $h = b$. Für ganz niedrige Aufschüttungen wird aus der Ellipse ein Kreis. Bei $m = \frac{1}{4}$ tritt dies ein wenn $H = \frac{7b}{6}$ ist.

[2]) Im Wochenblatt für Arch. u. Ing. 1881, S. 299 giebt Dyrssen ein Verfahren zur Bestimmung, der Widerlager- und Fundamentstärken von Brücken à culées perdues.

Eine Bestimmung der Widerlagerstärken halbkreisförmiger Brücken bis zu 10 m giebt derselbe Verfasser. Z. f. B. 1882, H. 7 bis 9.

Eine Theorie der Gewölbe unter Berücksichtigung des aussteifenden Einflusses der Hintermauerung bringt Gnuschke im Jahrg. 1892 der Z. f. B.

f. Vertheilung der Spannungen über die Querschnitte.

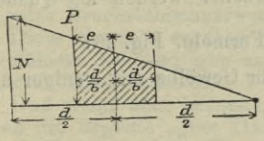
Ehe wir zur zahlenmäfsigen Bestimmung der Gewölbestärke übergehen, ist noch die Vertheilung der Spannungen über die Querschnitte zu betrachten. Es kommen, da wir hier nur gewölbte Bögen (Tonnengewölbe) behandeln, lediglich rechteckige Querschnitte in Frage. Nimmt man die Breite (Tiefe) $= 1$, so kann statt des Querschnitts die Gewölbestärke d gesetzt werden.

Geht die Stützlinie durch die Mitte der Gewölbestärke, so vertheilt sich die Pressung gleichmäfsig über den Querschnitt. Die spezifische Spannung ist in jedem Punkt: $N = \frac{P}{d}$, wenn P der gesammte, normal zum Querschnitt wirkende Druck ist. Schneidet die Stützlinie den Gewölbequerschnitt in einer Entfernung e von seiner Mitte, so ist noch das Moment Pe zu berücksichtigen und die äufsersten Faserspannungen werden: $N = \frac{P}{d} \pm \frac{Pe}{w} = \frac{P}{d}\left(1 \pm \frac{6e}{d}\right)$.

Für $e = \frac{d}{6}$ wird also: $N = \begin{cases} \frac{2P}{d}. \\ o \end{cases}$

Der Angriffspunkt des Drucks darf also nicht aus dem inneren Drittel des Querschnitts, den man deshalb den Kern nennt, heraus treten, wenn die Druckspannung in keinem Punkt unter o sinken (nirgend Zugspannung entstehen soll).

Fig. 24.



Liegt der Angriffspunkt des Drucks in einem Kernpunkt, so vertheilt sich der Druck, Fig. 24, nach einem Dreieck, dessen Basis die Gewölbestärke d, dessen Höhe die äusserste Faserspannung N und dessen Inhalt gleich dem gesammten, normal auf den Querschnitt wirkenden Druck P ist. Die Richtung dieses Drucks geht durch den Schwerpunkt der Druckfläche (hier des Dreiecks). Das letztere findet, wie sich leicht beweisen lässt, auch statt, wenn e nicht $= \frac{d}{6}$ ist. Nur ist dann die Druckfläche kein Dreieck, sondern ein Trapez (wenn $e > \frac{6}{d}$ ein verschlungenes).

Eine einfache graphische Ermittelung der spezifischen Spannungen findet sich in der Beilage zum Deutschen Baukalender.

g. Bestimmung der Stärken.

α. Empirische Formeln.

Unserer bisherigen theoretischen Entwickelung sind noch Zahlenangaben über die zulässigen Inanspruchnahmen hinzu zu fügen. Wir schicken diesen Angaben jedoch Einiges über empirische Formeln und über Mafse ausgeführter Bauwerke voraus, da man hierdurch in die Lage versetzt wird, bei Vorentwürfen schätzungsweise einigermafsen zutreffende Annahmen zu machen.

Freilich haben die empirischen Formeln gröfstentheils einen sehr zweifelhaften Werth. Wenn Perronnet die Schlusssteinstärke d für Gewölbe von 25 bis höchstens 30 m Spannweite (l) in der Form: $d = 0{,}0347\, l + 0{,}32$ m angiebt, so liegt auf der Hand, dass dies nur für ein bestimmtes Material und eine gewisse Bogenform gültig sein kann, von der Belastungshöhe (die man sich etwa als eine innerhalb üblicher Grenzen geringe vorstellen kann) gar nicht zu reden.

Auch Formeln wie die der Rhein-Nahe-Bahn, nach welchen auch bei der Venlo-Hamburger Bahn gerechnet wurde,[1]) haben kaum mehr als ein geschichtliches Interesse. Diese Formeln lauten (auf Metermafs umgerechnet):

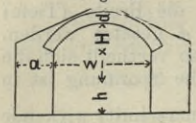
1. Widerlagstärke, Fig. 25:

$$a = \frac{w}{8} \frac{3w - H}{w + H} + 0{,}314 + \frac{h}{6}.$$

[1]) Z. f. B. 1862, S. 518 und Rziha E. U. u. O. B. II. S. 210.

Ist über dem Gewölbe eine Dammschüttung von der Höhe h^1, so wird: $a^1 = a + \frac{1}{12} h^1$ bis $a + \frac{1}{6} h^1$.

Fig. 25.



2) Gewölbestärke im Schlussstein für Halbkreise und Flachbögen bis $^1/_3$ Pfeil:

bei festem Backstein: $d = 0{,}24 + \frac{w}{16}$;

bei Quadern: $d = 0{,}24 + \frac{w}{32}$.

Bei einer Dammschüttung von h^1 über[1]) dem Scheitel, ist im Scheitel:

$$d^1 = d\left(1 + \frac{h^1}{24}\right).$$

Auf gleicher Stufe steht die sog. Hannoversche Formel[2]) für Quadergewölbe bis zu 1,46 m Ueberschüttung:

$$d = 0{,}219 + \frac{l}{12}\left(0{,}3 + 0{,}04\,\frac{l}{f}\right),$$

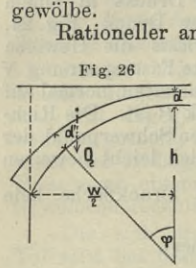
und für Gewölbe aus festen Backsteinen, wenn d die für Quader berechnete Stärke bezeichnet:

$$d^1 = d\left(1 - \frac{1{,}168 - d}{1{,}752}\right),$$

welche letztere Formel noch die Eigenthümlichkeit hat, dass die darnach berechneten Backstein-Gewölbe für $d < 1{,}168$ schwächer werden als Quadergewölbe.

Rationeller angelegt sind die Schwarz'schen Formeln, Fig. 26:

Fig. 26



$$d = n + \frac{1}{21\,000}\,\frac{Q\,w}{k\,h}$$ für Gewölbe mit weniger als $^1/_3$ Pfeil und:

$$d = n + \frac{1}{7000}\,\frac{Q}{k},$$

für Gewölbe mit mehr als $^1/_3$ Pfeil, einschliefslich des Halbkreises.

Hierin bedeuten: d die Schlussstein-stärke in m, Q das Gewicht der Gewölbehälfte einschliefslich Uebermauerung und Schüttung für 1 m Tiefe in kg, k die zulässige Inanspruchnahme des Materials in kg für 1 qcm und n eine Konstante, welche bei schwach belasteten Gewölben 0,08 m, bei mittelmäfsig belasteten Gewölben 0,15 m, bei stark belasteten Gewölben 0,24 m betragen soll[3]).

---

[1]) Vergl. einige französische Formeln: Centr.-Bl. d. B. 1883, S. 288.

[2]) Diese, sowie die folgenden Formeln sind der Abhandlung von Heinzerling „Theorie, Konstruktion und statische Berechnung der Brückengewölbe in A. B. Z. 1872, S. 269 ff. entnommen.

[3]) Die zweite Formel soll nach A. B. Z. 1872 lauten: $d = n + 0{,}00144\,\frac{Q}{k}\,\frac{w}{h}$ oder in Bruchform: $d = n + \frac{1}{7000}\,\frac{Q}{k}\,\frac{w}{h}$.

Nach dieser Formel würde, sobald die Pfeilhöhe über $^1/_3$ der Spannweite steigt, die Schlussteinstärke (abgesehen von der Konstanten n) plötzlich das Dreifache werden. Es liegt hier wohl nur ein Irrthum vor. Der Faktor $\frac{w}{h}$ muss fortfallen; dann ist die zweite Formel für den Fall $\frac{h}{w} = {}^1/_3$ gleichbedeutend mit der ersten. Diese lässt sich annähernd theoretisch herleiten, wenn man annimmt, dass die Stützlinie im Scheitel durch die obere Begrenzung des Querschnitt-Kerns geht. Es ist dann der wagrechte Widerstand des Gewölbequerschnitts im Scheitel $= \frac{d\,k\,.\,100\,.\,100}{2}$. Als sein Hebelarm wird annähernd h genommen, während der Hebelarm des Gewichts Q kleiner als $\frac{w}{4}$ sein muss. Er ist $= \frac{w}{4{,}2}$ genommen; alsdann kann man setzen: $\frac{d\,k\,100\,.\,100}{2}\,h = \frac{Q\,w}{4{,}2}$, woraus $d = \frac{1}{21\,000}\,\frac{Q\,w}{k\,h}$.

Es kommt dann nur noch der vom Aufsteller der Formel für nöthig erachtete Zuschlag n hinzu.

Die Schwarz'schen Formeln setzen exzentrische Lage der Stützlinie im Scheitelquerschnitt voraus und gestatten daher, die Inanspruchnahme k verhältnissmäfsig hoch zu wählen.

Abgesehen von der Unsicherheit dieser Wahl, sowie derjenigen der Konstanten, hat die Formel noch die Unbequemlichkeit, dass man das Gewicht der Gewölbehälfte ausrechnen muss, um nur einen Näherungswerth für die Schlusssteinstärke zu erhalten.

Dies vermeiden diejenigen Formeln, welche, wie die älteren von Langsdorf und Fontenay und die neueren von Rankine[1]) und Heinzerling vom Krümmungs-Halbmesser im Scheitel ausgehen.

Nach einer der Grundgleichungen der analytischen Gewölbetheorie ist: $H = \varrho_0 z_0$, d. h. Horizontalschub gleich Krümmungs-Halbmesser der Stützlinie im Scheitel mal Lasthöhe ebendaselbst. Der Horizontalschub für die Gewölbetiefe 1 ist aber bei zentrischer Lage der Stützlinie $= dk$, wenn d die Scheitelstärke und k die Spannung für die Quadrateinheit des Querschnittes ist. Also ist: $d = \frac{\varrho_0 z_0}{k}$. Denkt man sich noch die Rücksichtnahme auf schiefe Belastung, sowie auf Zufälligkeiten der Ausführung durch eine Konstante ausgedrückt, so kommt man auf die Form: $d = n + a\varrho_0$ oder: $d = n + a_1 r$, wenn r der Scheitel-Halbmesser der inneren Laibung ist. Heinzerling[2]) giebt an:

für guten Haustein und Ueberschüttungen unter 1,5 m: $d = 0{,}4 + 0{,}025\, r$,
" " " " " über 1,5 m: $d = 0{,}45 + 0{,}03\, r$,
für gutes Ziegelmauerwerk bezw.: $d = 0{,}43 + 0{,}028\, r$ und: $d = 0{,}51 + 0{,}033\, r$,
für gutes Bruchsteinmauerwerk: $d = 0{,}48 + 0{,}031\, r$ und: $d = 0{,}55 + 0{,}037\, r$[3]).

Diese Formeln ergeben mittlerere Werthe und schliefsen sich einer Anzahl ausgeführter Brücken gut an. Doch finden sich auch viele Beispiele mit geringeren Scheitelstärken.

Und wenn man bedenkt, welche grofsen Spielräume verschiedener Festigkeiten die Begriffe „gute Hausteine" usw. umfassen, wie wenig allgemein der Unterschied zwischen Haustein und Bruchstein feststeht (worauf wir noch zurück kommen), wie geringe Rücksicht endlich die Formeln auf Ueberschüttungshöhe und zufällige Belastung nehmen, so sieht man leicht, dass sie nur einen ungefähren Anhalt für den Vorentwurf geben können. Für diesen Zweck haben sie allerdings vor anderen Formeln den Vorzug gröfserer Einfachheit.

Zusammenstellung
einiger Scheitelstärken ausgeführter Brücken zum Vergleich mit den zuletzt angeführten Formeln.

No.	Bezeichnung der Brücke	Krümmungshalbmesser der Laibung im Scheitel m	Scheitelstärke aus-geführt m	Scheitelstärke nach der Formel berechnet m	Veröffentlichung der Brücken.
	A. Guter Haustein. Ueberschüttung unter 1,5 m. Formel: $d = 0{,}4 + 0{,}025\, r$.				
1.	Eisenb.-Br. Mosel bei Conz	20,79	1,25	0,92	Z. f. B. 1863.
2.	Eisenb.-Br. Beisethal (Nordhaus.-Wetzlar)	5,1	0,538	0,527	Z. f. B. 1880.
3.	Elbe-Br. Schandau, Eisenb. und Strafse	7,25	0,6	0,581	Z. f. Hann. 1879.

[1]) Welcher eigenthümlicher Weise die Quadratwurzel des Halbmessers einführt. Auch in Amerika rechnet man nach einer solchen Formel: $d = 0{,}206 \sqrt{r}$ (in Metern). (D. Bztg. 1888, S. 148.)

[2]) Handbuch der Ing.-Wiss. II. 1., S. 80.

[3]) Die Konstanten dieser und ähnlicher Formeln sind die Minimalstärken, unter welche man selbst bei den kleinsten Gewölben nicht gehen soll. Nach E. H. Hoffmann giebt es solche Minimalstärken eigentlich nicht, da nach ihm „Brücken von 0,03 m Schlussstärke von 0,64 bis 1,5 m Weite ausgeführt sind". (Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 237.)

No.	Bezeichnung der Brücke	Krümmungshalbmesser der Laibung im Scheitel m	Scheitelstärke ausgeführt m	Scheitelstärke nach der Formel berechnet m	Veröffentlichung der Brücken.
4.	Elbe-Br. Pirna, Eisenb. u. Strafse	21,75	1,274	0,944	Z. f. Hann. 1878.
5.	Strafsen-Br. Enz b. Höfen (m. Bleiplatten-Gelenken)	36,4	1,0	1,31	Z. f. B. 1888.
6.	Strafsen-Br. Murg b. Heselbach (regelm. rauh bearb. Sandstein-Bruchsteine in Zem., Mörtel 1 : 2) . .	42,5	0,6	1,46	Centr. Bl. d. B. 1887.
	B. Guter Haustein. Ueberschüttung über 1,5 m. Formel: $d = 0{,}45 + 0{,}03\,r$.				
1.	Eisenb.-Br. Nahe (Rh.-Nahe-Bahn)	7,533	0,88	0,676	Z. f. B. 1862.
2.	Strigisthal-Viadukt: Grosse Bögen	9,2	0,778	0,726	Z. f. B. 1869.
3.	Kleine Bögen	7,04	0,637	0,661	Z. f. B. 1869.
	C. Gutes Ziegelmauerwerk. Ueberschüttung unter 1,5 m. Formel: $d = 0{,}43 + 0{,}028\,r$.				
1.	Eisenb.-Br. üb. d. Radue	5,65	0,77	0,59	Z. f. B. 1864.
2.	Eisenb.-Br. üb. d. Warthe bei Wronke	17,55	1,3	0,92	A. B. Z.
3.	Eisenb.-Br. in Köln in d. Rampe z. eisern. Rheinbr.	9,95	0,81	0,71	Z. f. B. 1863.
4.	Die kleiner. Gewölbe ders.	5,69	0,55	0,59	
5.	Eisenb.-Br. üb. d. Loberbach b. Delitzsch (H.-S.)	7,53	0,64	0,64	Z. f. B. 1872.
6.	Spree-Br. d. Berl. Stadtb.	19,0	1,15	1,08	Z. f. B. 1884/85.
7.	Viadukte derselben . .	8,7	0,77	0,67	
		7,5	0,64	0,64	
		6,73	0,51	0,62	
		3,75	0,38	0,54	
8.	Eisenbahn-Viadukte . . (Troisdorf-Niederlahnst.)	7,25	0,64	0,63	Z. f. B. 1890.
		8,47	0,64	0,67	
9.	Fluthbögen d. Nord-Elbebr. in Hamburg: Eisenb.-Br.	24,0	1,06	1,1	Z. f. B. 1890.
	Strafsenbr.	24,0	0,82	1,1	
10.	Neue Lange Br. (Strafse) üb. d. Havel i. Potsdam	18,12	0,77	0,94	Z. f. B. 1889.
11.	Chaussee-Br. b. Oranienburg von E. H. Hoffmann.	7,0	0,13	0,63	Baugew. J. 1886.
	D. Gutes Ziegelmauerwerk. Ueberschüttung über 1,5 m. Formel: $d = 0{,}51 + 0{,}033\,r$.				
1.	Eisenb.-Br. üb. d. Volme	8,88	1,03	0,80	Z. f. Hann. 1878.
	E. Gutes Bruchsteinmauerwerk. Ueberschüttung unter 1,5 m. Formel: $d = 0{,}48 + 0{,}031\,r$.				
1.	Eisenb.-Br. üb. d. Wäldlitobel (Arlbergbahn) .	22,49	1,7	1,18	Centr. Bl. d. B. 1884.
2.	Eisenb.-Br. üb. d. Ruwer (Trier-Hermeskeil) . .	13,9	1,25	0,91	Z. f. B. 1889.
3.	Strafsen-Br. üb. d. Drac bei Claix (Grenoble) . . .	49,38	1,5	2,01	Nouv. ann. 1878.
4.	Normalie der Moselbahn.	6,09	0,55	0,67	D. Bztg. 1877.

No.	Bezeichnung der Brücke	Krümmungshalbmesser der Laibung im Scheitel	Scheitelstärke ausgeführt	Scheitelstärke nach der Formel berechnet	Veröffentlichung der Brücken.
		m	m	m	
	F. Gutes Bruchsteinmauerwerk. Ueberschüttung über 1,5 m. Formel: $d = 0{,}55 + 0{,}037\,r$.				
1.	Eisenb.-Br. üb. d. Saale bei Bernburg	9,81	0,94	0,91	Z. f. B. 1867.
2.	Normalien der Mosel- und Fischbach-Bahn . . .	10,0	0,65	0,92	D. Bztg. 1877.
		3,0	0,55	0,66	
		2,5	0,45	0,64	
		2,0	0,45	0,62	
	G. Beton-Brücken.				
1.	Strafsen-Br. des Saillants üb. d. Isère	33,8	0,75	—	Z. f. B. 1880.
2.	Ueberwölbung des Fluthgrabens in Brausenwerth (Elberfeld)	5,7	0,35	—	D. Bztg. 1888.
3.	Chaussee-Br. in Bornhöved (Holstein)	2,08	0,25	—	D. Bztg. 1886.
	H. Monier-Brücken.				
1.	Strafsen-Br. üb. d. österr. Südbahn b. Mödling . .	10,0	0,15	—	Wochenschr. d. Ing.- u. A.-V. 1891, No. 13.

Aus diesen drei Beispielen ergiebt sich als Formel für Betonbrücken: $d = 0{,}2 + 0{,}022\,r$.

Hieraus ergiebt sich etwa die Formel: $d = 0{,}05 + 0{,}01\,r$.

Die Bestimmung des Halbmessers r aus den durch das Programm der Brücke gegebenen oder durch Vorerhebungen und Erwägungen festgestellten Grössen, zu welchen die Spannweite und Pfeilhöhe des Bogens zu rechnen sind, ist bei Kreis- und elliptischen Bögen leicht, nicht so bei Gewölben, deren Mitte der Stützlinie angepasst werden soll.

Es ist daher hier auf die Arbeit von G. Tolkmitt hinzuweisen[1]), in welcher Formeln aufgestellt werden, mit denen man aus Spannweite und Pfeilhöhe der inneren Laibung eines Gewölbes, dessen Stützlinie bei voller Belastung durchweg in der Mitte des Querschnitts liegen soll, die Scheitelstärke berechnen kann. Da die Formeln, nach Angabe ihres Aufstellers, aus einer grossen Zahl speziell durchkonstruirter Fälle abgeleitet sind, geht ihr Werth über den der sogen. „empirischen Formeln“ hinaus. Die Formel für volle Belastung lautet:

$$c = \frac{0{,}15\,\frac{w^2}{f}}{q - 0{,}15\,\frac{w^2}{f}}\left(e + p + \frac{f}{10}\right).$$

Für ungleichmäfsige Belastung (bis zur Mitte) ergeben sich folgende Gleichungen, wenn die Stützlinie innerhalb des mittleren Drittels des Gewölbequerschnittes bleiben soll:

a) wenn feste Einspannung an den Widerlagern angenommen wird:

$$c = 0{,}625\,p\,\frac{f}{z_0 + \frac{f}{10}}\,\frac{w - f}{w + f}$$

[1]) Z. f. Hann. 1878, S. 451.

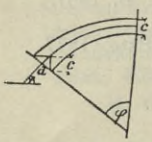
b) wenn das Gewölbe als beweglich an den Kämpfern angenommen wird:

$$c = 0{,}625\, p \frac{f}{z_0 + \frac{f}{10}} \frac{2w - f}{2w}.$$

In diesen Formeln ist q die Inanspruchnahme (Belastungshöhe) des Gewölbematerials, e die Höhe der bleibenden Belastung über der äufseren Gewölbelaibung, p die Höhe der beweglichen Belastung und: $z_0 = c + e + p$.

Die Gleichungen für ungleichmäfsige Belastung enthalten also rechts im Nenner noch c, und sind, falls nicht z_0 gegeben und e innerhalb gewisser Grenzen als veränderlich angenommen wird, nach c (quadratisch) aufzulösen; oder es ist c durch einige Versuchsrechnungen zu bestimmen[1]).

Fig. 27.



Da der Horizontalschub im ganzen, ausschliefslich senkrecht belasteten Gewölbe gleich bleibt, so muss, um überall gleiche spezifische Inanspruchnahme des Materials zu haben, die Gewölbestärke d an jeder Stelle $d = \frac{c}{\cos \varphi}$ sein, wenn c die Scheitelstärke und φ die Neigung der Stützlinie an der betreffenden Stelle gegen den Horizont ist, Fig. 27.

β. Zahlenwerthe für theoretische Berechnung.

Kommen wir nun zu den in die theoretische Behandlung der Gewölbe einzuführenden Zahlenwerthen, so handelt es sich um die Eigengewichte des Baumaterials und der Ueberschüttung, die Verkehrslast, den horizontalen Erddruck und die zulässigen Inanspruchnahmen des Materials und des Baugrundes.

In allen diesen Hinsichten liegen die Grenzen, innerhalb deren man den Verhältnissen des bestimmten Falles entsprechend zu wählen hat, ziemlich weit auseinander. Die Gewichte der am häufigsten vorkommenden Baumaterialien werden angegeben[2]) (für cbm in kg, ohne Zwischenräume):

Ziegel 1400—2200, Sandstein 1900—2700, Granit 2500—3000, Basalt 2700 bis 3200, Marmor 2520—2850, Porphyr 2400—2800, Beton 2100—2300, Kalkmörtel 1600—1800.

Aus diesen Zahlen kann man herleiten für 1 cbm:

Ziegelmauerwerk	1443—2113,	im	Mittel	1778	oder	rund	**1800** kg
Bruchsteinmauerwerk							
aus Sandstein	1840—2520,	„	„	2180	„	„	**2200** „
„ Granit	2320—2760,	„	„	2540	„	„	**2500** „
„ Porphyr	2240—2600,	„	„	2420	„	„	**2400** „
„ Basalt	2480—2920,	„	„	2700	„	„	**2700** „

Für Quadermauerwerk wird man um so genauer die Gewichte des Steinmaterials ohne weiteres einsetzen können, je gröfser die Quadern sind, je mehr also die Mörtelmenge zurücktritt.

Für Ueberschüttungsmaterial wird angegeben[3]):

1 cbm Erde = 1350—2400 kg
1 „ Sand = 1400—1900 „
1 „ Lehm = 1500—2800 „

Im Durchschnitt dürfte es genügen, wenn man, je nachdem die Ueberschüttung mehr sandig oder lehmig ist, **1800** bis **2000** kg für 1 cbm rechnet.[4])

Die Verkehrslast kann bei höheren Ueberschüttungen als gleichmäfsig vertheilt angenommen werden. Bei geringen Ueberschüttungen gewölbter

---

[1]) Man vergl. Dyrssen, Profilformen und Abmessungen von Bauwerken in höheren Dämmen. Z. f. B. 1884, Sp. 457.

[2]) Bauhandbuch I, S. 86 u. 90.

[3]) Bauhandbuch II, S. 86/87.

[4]) Bei den Normalien der Mosel- und Fischb. Bahn (D. Bztg. 1877, S. 301) wurde das Bruchsteinmauerwerk = 2300 kg, die Ueberschüttung = $\frac{4}{5} \cdot 2300 = 1840$ kg gerechnet.

E. H. Hoffmann (E. H. u. St. im Brückenbau) rechnet im Durchschnitt Mauerwerk und Ueberschüttung = 2000 kg.

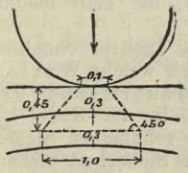
Brücken, sowie bei Balkenbrücken sind die möglicherweise vorkommenden konzentrirten Einzellasten zu beachten.

Bei Strafsenbrücken der ersteren Art genügt es, 400 kg für 1 qm (Menschengedränge) zu rechnen.

Wenn man jedoch die schwersten Fuhrwerke betrachtet, welche 5000 bis 9000, ja (ausnahmsweise) 12 000 kg Achslast bei 7,5 bis 8 und 8,8 m Länge, sowie 2 bis 2,5 m Breite haben können, so findet man die auf 1 qm der Grundfläche des Wagens (abgesehen vom Gespann) vertheilte Last zu 670, 900 bis 1090 kg.[1])

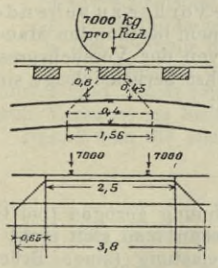
Nun kann man aber bei geringen Ueberschüttungshöhen nicht darauf rechnen, dass sich die Last ohne weiteres gleichmäfsig auf die Grundfläche des Wagens vertheilt. Denkt man sich z. B., Fig. 28, ein Wagenrad auf dem Scheitel der Lennebrücke bei Vorwohle[2]) stehend, so gelangt man, wenn man eine Druckübertragung unter 45° annimmt, zu der Anschauung, dass sich die Radlast auf 1 qm Gewölbe vertheilt, um welches sich vollständig unbelastete Gewölbetheile befinden würden. Es sind daher solche Einzellasten bei schwach überschütteten gewölbten Strafsenbrücken in der oben angedeuteten, hinsichtlich der Druckvertheilung freilich nur auf Schätzung beruhenden Art zu berücksichtigen, sobald sich dabei gröfsere Belastungen als 400 kg für 1 qm ergeben.

Fig. 28.



In ähnlicher Weise ist bei Eisenbahn-Brücken zu verfahren. Nur liegen dort, wegen der Lagerung der Schienen auf Schwellen, die Verhältnisse eher günstiger als bei Strafsenbrücken. Doch können nach der, einer Strafsenunterführung am Bahnhof Hannover entnommenen Fig. 29 rund 2300 kg auf 1 qm Gewölbe entfallen. 7000 kg ist der gröfste zulässige Raddruck bei Lokomotiven.[3]) Der Abstand der Lokomotiv-Achsen pflegt bei diesem Maximum der Last nicht unter 1,5 m (höchstens 1,4 m) hinab zu gehen.[4])

Fig. 29.



Die Belastung von 2300 kg entspricht einer Mauerwerkshöhe (Bruchstein) von 1 m, die man denn auch in Berechnungen für Brücken im ganzen (nicht blofs an Stellen, wo Einzellasten besonders stark wirken) angewendet findet, wiewohl man in der Regel für genügend hält, die bewegliche Last auf gewölbten Eisenbahn-Brücken durch eine Mauerwerkshöhe von 0,8 m auszudrücken.

Was den horizontalen Erddruck betrifft, dessen Gröfse bekanntlich ist: $D = \frac{m h^2}{2} \gamma$ hat, so ist der Faktor γ (das Gewicht von 1 cbm Erde) schon durch die obigen Angaben bestimmt. Es bleibt noch der Faktor $m = \mathrm{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right)$ zu bestimmen. Ueber den Winkel φ für verschiedene Erdarten finden sich Angaben in der Tabelle auf S. 208 Th. I des Deutschen Bauhandbuches, welche auch Gewichtsangaben für Hinterfüllungsmaterial enthalten, die freilich mit den vorstehend gegebenen nicht ganz übereinstimmen.

Für $\varphi = 0$ wird $m = 1$,
„ $\varphi = 24^0$ „ $m = 0{,}42$,
„ $\varphi = 45^0$ „ $m = 0{,}17$.

Dem für trockene Dammerde Ermittelten entspricht ziemlich genau: $\varphi = 36^0\ 52'$, bei welcher Annahme $m = 0{,}25$ wird. So wird denn in der That m unter gewöhnlichen Verhältnissen meist $= 1/4$ gesetzt.

---

[1]) Vergl. die Angaben auf S. 233, Th. I, des Deutschen Bauhandbuchs und bei Bauernfeind. Vergl. ferner die Angaben über die Belastungs-Annahmen bei den Brücken-Entwürfen der Stadt Berlin. D. Bztg. 1886, S. 242.

[2]) D. Bztg. 1877, S. 259.

[3]) Normen f. d. Konstruktion u. Ausrüstung der Eisenbahnen Deutschlands v. 12. 6. 1878, § 29.

[4]) Genaueres über bewegliche Belastung bei Eisenbahn-Brücken siehe Bauhandb. I, S. 232.

Für die graphische Behandlung, hat man, wenn die Hinterfüllungserde leichter als das Mauerwerk ist, die Höhen derselben und die Basis des Erddruckdreiecks dem Gewichtsverhältniss entsprechend zu reduziren und so Alles für die Rechnung auf Mauerwerksgewicht zu bringen.

γ. Die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks

(allgemein, jedoch mit spezieller Beachtung des Gewölbebaues).

Ueber die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks gehen die Ansichten noch vielfach auseinander. Und wo scheinbar Einigkeit über das Maass des Zulässigen herrscht versteht man oft den Begriff dieses Wortes verschieden und ist darüber uneinig, was der sogen. Sicherheitskoëffizient leisten soll. Oder es wird die eigene Auffassung stillschweigend bei Andern vorausgesetzt und in Folge dessen unterlassen, die Vorschriften oder Annahmen, die man macht, genügend zu präzisiren.

Darüber wird kein Zweifel bestehen, dass die zulässige Inanspruchnahme ein gewisser Theil der spezifischen Belastung sein muss, durch welche Würfel, die aus den Materialien des zu belastenden Mauerwerks gemauert sind, zerdrückt werden.[1]) Man erklärt bis jetzt in der Regel $^1/_{10}$ dieser Belastung als zulässig und spricht von der „üblichen zehnfachen Sicherheit".[2]) Professor Dietrich hält eine Herabminderung der Sicherheit bis auf etwa $^1/_5$ der nachweislich vorhandenen mittleren Bruchfestigkeit der Materialien für unbedenklich.[3])

Es muss aber klar gestellt werden, ob diese „Sicherheit" nur gegen die unvermeidlichen Fehler der Materialien und der Ausführung und die selbst der sorgfältigsten statischen Berechnung anhaftende Unsicherheit schützen oder ob sie gleichzeitig eine nur überschlägliche statische Berechnung decken soll.

Im ersteren Fall muss vorausgesetzt werden, dass alle vorher zu sehenden Umstände, durch welche die Festigkeit des Materials in einem bestimmten Mauerkörper sich etwa geringer ergeben kann, als in einem von der Versuchspresse (zentral) gedrückten Würfel durch die Rechnung möglichst berücksichtigt sind.

Solche vorher zu sehenden Umstände sind folgende:

Einflüsse einseitiger Belastungen,
Einflüsse der Elastizität des Materials,
Temperaturänderungen (bei Gewölben),
Ungünstige Form der Mauerkörper.

Der erste dieser Punkte wird jetzt meistens in Rechnung gezogen (bei Gewölben in der Regel nach einer Näherungsmethode), wenn man sich nicht zu der Erklärung berechtigt glaubt, dass die einseitige Belastung (einer Brücke z. B.) im gegebenen Fall nur einen unwesentlichen und daher zu vernachlässigenden Einfluss habe. Lässt man nach Einbeziehung der ungünstigsten einseitigen Belastung in die Rechnung für die äufserste sich ergebende Kantenpressung nur eine Inanspruchnahme $= {}^1/_{10}$ der Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerkswürfels zu, so hat man eine, wie die ausgeführten Beispiele beweisen, durchaus hinreichende, unter Umständen vielleicht übermäfsige Sicherheit, welche aber doch, abgesehen von den übrigen Unsicherheitsquellen in der Regel noch gegen die Fehler zu schützen hat, die in der ungenauen Bestimmung der Lage der Stützlinie liegen können.[4])

---

[1]) Im Jhg. 1867 (S. 1) der D. Bztg. macht R. Neumann darauf aufmerksam, dass es nicht darauf ankomme, die Festigkeit des einzelnen Steins, sondern die des Mauerwerks zu kennen, dass also Zerdrückungs-Versuche mit Mauerwerkswürfeln anzustellen sind.

[2]) Z. B. Dr. Böhme, Z. f. B. 1880, S. 564.

[3]) Ein Wort zu Gunsten der Stein-Brücken. Von Prof. E. Dietrich in Berlin. Baugew.-Ztg. 1882.

[4]) In dieser Weise, mit 9 kg Kantenpressung im Gewölbe und 7,5 kg im Pfeiler aus Ziegelmauerwerk sind, allerdings mit etwas knappen Belastungsannahmen, (1 cbm Mauerwerk und Ueberschüttung = 1600 bis 1800 kg., Höhe der beweglichen Last = 0,8 m) die Viadukte der Berliner Stadtbahn graphisch ohne Rücksicht auf die Elastizitäts-Theorie berechnet. (Vergl. Z. f. B., 1884, Sp. 12).

Auch die Angabe im Deutsch. Baukalender (Beigabe 1882, S. 65), dass die Kantenpressung bei Ziegelgewölben 8 kg für 1 qcm nicht überschreiten soll, beruht auf der zehnfachen Sicherheit unter obiger Erklärung. Allerdings ist dort (S. 61) auf die Auffindung der Lage der Stützlinie durch die Elastizitäts-Theorie hingewiesen. — Vergl. die Berechnung des Ruhr-Viadukts, Rh. E. bei Herdecke, ausführlich und in für die Benutzung geeigneter Form veröffentlicht. Z. f Bauk. 1881.

Der Einfluss der Elastizität des Materials kann bei flachen Gewölben erheblich werden. Bei $^1/_8$ Pfeil genügt, nach Winkler,[1]) die unvermeidliche Zusammendrückung in der Richtung der Gewölbemittellinie beim Ausrüsten, um die Stützlinie im Scheitel nahe an die Kernlinie, am Kämpfer sogar aus dem Kern heraus zu bringen. Soll der Sicherheitskoëffizient hiergegen decken, so sieht man, dass die Sicherheit durch diesen Umstand bisweilen auf die Hälfte (die zehnfache Sicherheit auf eine fünffache) herabgedrückt werden kann.

Bestimmt man die Lage der Stützlinie unter der ungünstigsten Belastung nach der Elastizitäts-Theorie und berücksichtigt noch die Zusammendrückung des Gewölbematerials in der Richtung der Gewölbemittellinie, so wird man für die in dieser sorgfältigen Weise bestimmte äufserste Kantenpressung nicht der vollen zehnfachen Sicherheit bedürfen. Engesser[2]) hält es für die praktische Berechnung von Betongewölben bei ruhender Belastung[3]) für genügend, wenn man in den Formeln der Elastizitäts-Theorie als Anstrengungskoëffizient etwa den 7. Theil der wirklichen Druckfestigkeit der Beton-Probekörper wählt.[4])

Diese Sicherheit hat aufser gegen die unvermeidlichen Material- und Ausführungsfehler noch gegen den Nachtheil der etwaigen ungünstigen Form des Mauerkörpers, welchen man in der statischen Berechnung nicht zu berücksichtigen pflegt, zu schützen. Gegenüber den Würfeln, von deren Druckfestigkeit wir ausgehen, haben plattenförmige Körper bekanntlich eine gröfsere, hohe und längliche Körper eine geringere Festigkeit. Bauschinger stellt für prismatische Versuchskörper die Formel auf:[5])

$$d = \sqrt{\frac{\sqrt{f}}{u/4}\left(\lambda + \gamma\frac{\sqrt{f}}{h}\right)} \text{ kg für 1 qcm.}$$

Darin bedeutet:

d die spezifische Bruchfestigkeit,
f die Grundfläche in qcm,
u den Umfang der Grundfläche in cm,
h die Höhe in cm.

λ und γ sind Koëffizienten, die von der Natur des Materials abhängen und durch Versuche zu bestimmen sind.

Nennt man die spezifische Würfelfestigkeit d_1, und schreibt:

$$\frac{d}{d_1} = \sqrt{\frac{\sqrt{f}}{u/4}\left(\frac{\lambda}{d_1} + \frac{\gamma}{d_1}\frac{\sqrt{f}}{h}\right)},$$

so kann man annähernd $\frac{\lambda}{d_1} = \frac{\gamma}{d_1} = 0{,}5$ setzen.

Führt man nun beispielsweise die Werthe $f = 1, u = 4, h = 5$ ein, so ergiebt sich $\frac{d}{d_1} = 0{,}6$. Die spezifische Festigkeit d dieses Mauerkörpers ist also wenig gröfser als die Hälfte der Würfelfestigkeit des entsprechenden Mauerwerks.

Ob die aus kleinen Versuchskörpern abgeleitete Bauschinger'sche Formel

---

Beim Viadukt von Chastellux (Ann. d p. et ch. 1882. II. S. 17) rechnete man für Bruchsteinmauerwerk mit Zementmörtel (1 Th. Vassy-Zement, 1 Th. Sand) unter der Annahme, dass die Stützlinie im Scheitel und an den Bruchfugen durch die Kernpunkte gehe, mit 10 kg Kantenpressung, während der Mörtel bei Prüfungen bis 136 kg Druck ertrug. —

Die thatsächlich und rechnungsmäfsig in einem Gewölbe auftretenden Spannungen vergleicht ein Aufsatz von de Perrodil: Arc d'expérience etc. (Ann. d. p. et ch. 1882, II S. 111.)

H. Haase nimmt bei einem nach seiner „neuen Theorie" konstruirten Gewölbe, dessen Form so bestimmt ist, dass die Stützlinie für gleichmäfsige Belastung überall in der Mitte des Querschnitts liegen kann, vierzigfache Sicherheit an, d. h.: Während nach Bauschinger's Versuchen die Druckfestigkeit „solid" hergestellten Bruchsteinmauerwerks in Portland-Zementmörtel nach dreimonatlichem Erhärtungsprozess mindestens = 500 kg für 1 qcm ist, (Zeitschr. d. bayer. Arch.-u. Ing.-Ver. 1872, Bd. IV, S. 58) rechnet er mit 12 kg. Bei einseitiger (Lokomotiv-) Belastung erhält er 27,3 kg gröfste Kantenpressung, (Druck) also 18fache Sicherheit und 9,1 kg Zug ($1-1^1/_2$)fache Sicherheit). (Allg. Bztg. 1882, S. 89).

[1]) D. Bztg. 1880, S. 58.

[2]) Betonbögen. D. Bztg., 1881, S. 582.

[3]) Hierin scheint allerdings zu liegen, dass bei beweglicher, also Stöfse verursachender Belastung nach Engesser's Ansicht ein höherer Sicherheitskoëffizient angewendet werden soll.

[4]) Was nach den Versuchen an den Betonbögen nur eine 3,5fache Bruchsicherheit für die Bögen im ganzen ergab.

[5]) Heinzerling, „Die zulässigen Pressungen". A. B.-Z. 1876.

auch für grofse und sehr grofse Körper, wie sie in der Praxis vorkommen, gilt, kann fraglich erscheinen; immerhin macht sie es aber wahrscheinlich, dass von der rechnungsmäfsigen „Sicherheit“ in vielen Fällen bis zur Hälfte, bisweilen mehr als die Hälfte durch die Form des Mauerkörpers aufgehoben wird.

Bedenkt man, dass die Sicherheit eigentlich schon aufhört, wenn Risse entstehen, und dass bei der Zerdrückung von Mauerwürfeln dies durchschnittlich bei 0,7 der Bruchbelastung eintritt, so kann statt der siebenfachen schliefslich eine 2,5fache, statt der fünffachen eine 1,75fache Sicherheit übrig bleiben, welche dann gegen die unvermeidlichen praktischen Fehler Schutz zu gewähren hätte.

Hiernach können wir aussprechen, dass bei sorgfältig nach der Elastizitätstheorie mit vorsichtigen Belastungsannahmen, unter Berücksichtigung der ungünstigsten Laststellungen berechneten Mauerkörpern, wenn die schädliche unmittelbare Einwirkung von Stöfsen nicht zu befürchten ist, für die äufserste Faser-Druckspannung $^1/_7$ der Bruchfestigkeit des Mauerwürfels unbedenklich eingeführt werden darf, während ein Hinaufgehen bis auf $^1/_5$ nur unter besonders günstigen Umständen ausnahmsweise zu wagen sein möchte, dass es sich aber bei Mauerkörpern (insbesondere Gewölben), die ohne Rücksicht auf die Elastizitätslehre berechnet sind, empfiehlt, in der Regel an der „zehnfachen Sicherheit,“ hinsichtlich der äufsersten Faserspannung, festzuhalten und nur ausnahmsweise bis zu einer siebenfachen Sicherheit hinab zu gehen.

Prinzipiell wird man zugeben müssen, dass ein gleiches Herabsetzen des Sicherheitskoëffizienten für gleichmäfsig und zentral belastete Mauerkörper von günstiger Form, auf welche die elastische Zusammendrückung keinen schädlichen Einfluss haben kann, also für gewisse Mauerpfeiler und nicht zu flache Gewölbe mit ausschliefslich ruhender, der Gewölbeform entsprechend vertheilter, voller Belastung, zulässig sein muss. Hier tritt die gleichmäfsig über den ganzen Querschnitt vertheilte Pressung an die Stelle der äufsersten Kantenpressung. Praktisch aber dürfte man von diesem Zugeständniss kaum Gebrauch machen, da die Form der Mauerkörper selten eine günstige (nahezu würfel- oder gar plattenförmige) ist, und da man nicht immer mit Sicherheit auf vollständig zentrale Wirkung der Last zählen kann, auch wenn die Rechnung eine solche ergiebt.

Bisher war eine möglichst sorgfältige statische Berechnung vorausgesetzt. Es ist ja nun häufig ein überschläglicheres Verfahren zulässig. Bei diesem wird man aber stets mindestens die zehnfache Sicherheit in Anwendung bringen müssen.[1])

Hierhin gehören die namentlich bei Gewölben häufig vorkommenden Fälle, in denen ohne Rücksicht auf einseitige bewegliche Last und auf Verschiebung der Stützlinie in Folge der elastischen Zusammendrückung des Materials mit voller ruhender Belastung gerechnet und die Vertheilung der Pressungen gleichmäfsig über die Querschnitte angenommen wird. Bei grofsen und nicht zu flachen Gewölben, sowie bei solchen unter hohen Ueberschüttungen, vorausgesetzt, dass ihre Mittellinie nach der Stützlinie geformt ist, wird, da bei diesen Gewölben die vorerwähnten störenden Einflüsse nur geringe Wirkung haben können, ohne weiteres mit der zehnfachen Sicherheit gerechnet werden dürfen. Die Querschnitte sind so zu bestimmen, dass die gleichmäfsig über sie vertheilte rechnungsmäfsige Pressung $^1/_{10}$ der Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerks in Würfelform beträgt.

Als Beweis für die Angemessenheit dieser Querschnittbestimmung führe ich beispielsweise die Unterführung der Königstrafse am Bahnhof Hannover an, deren 16 m weites Gewölbe mit 2,15 m Pfeil, 15,95 m innerem Scheitel-Halbmesser und 0,65 m Scheitelstärke aus Ziegeln von 220 kg Druckfestigkeit hergestellt ist. Die theoretische Inanspruchnahme im Scheitel, gleichmäfsig vertheilt, beträgt 11 kg[2]), also $^1/_{20}$ der Ziegelfestigkeit, was, wie ich später begründen werde, etwa dem zehnten Theil der Mauerwürfel-Festigkeit entspricht.[3])

Unvereinbar mit der aufgestellten Regel, wonach, wenn nicht bei allen, so

---

[1]) Man beachte die auf S. 275 folgende Einschränkung dieses Satzes.

[2]) Centr.-Bl. d. B. 1882, S. 145.

[3]) Aehnlich ist bei der Strafsen-Brücke bei Collet (Bogen mit 43 m Weite) eine gleichmässig vertheilte Inanspruchnahme von 14,8 kg angenommen, während das Material (Sandstein) in Würfelform bei 300 kg zerdrückt wurde. Centr.-Bl d. B. 1883, S. 288.

doch bei einer grossen Gattung von Gewölben die Inanspruchnahme des Materials ein bestimmter, sich gleich bleibender Theil der Mauerwürfel-Festigkeit sein soll, scheint die u. a. von Heinzerling[1]) hervor gehobene Thatsache, dass in ausgeführten Bauwerken die Inanspruchnahme des Materials im Scheitel mit dem Krümmungshalbm. zunimmt, und zwar so, dass sie für die drei verschiedenen Mauerwerksarten (bei den kleinsten und grössten inneren Krümmungshalbmessern im Scheitel, welche die Tabelle im Bauhandbuch enthält), sich folgendermafsen gestaltet:

	Gewicht von 1 cbm	Inanspruchnahme in kg für 1 qcm bei einem inneren Scheitelhalbm. von		
		5 m	35 m	60 m
Haustein	2500	4,15	16,76	24,26
Backstein	2000	3,61	14,23	—
Bruchstein	2200	3,5	14,25	—

Man hätte hiernach die Inanspruchnahme, wenn r den inneren Scheitel-Halbmesser in m bezeichnet, etwa zu setzen:

für Haustein $= 2{,}32 + 0{,}366\, r$,
„ Backstein $= 1{,}84 + 0{,}354\, r$,
„ Bruchstein $= 1{,}71 + 0{,}358\, r$.[2])

Heinzerling erklärt die Veränderlichkeit der Inanspruchnahme des Gewölbematerials aus dem Umstande, dass flache Steinprismen grösseren Druck aushalten können als Würfel. Bei grösseren Gewölben würden aber verhältnissmässig flachere Steine angewendet (bis $^1/_5$ der Gewölbestärke). Er hält hiernach auch eine Nutzanwendung der Festigkeitsversuche auf die Stärkebestimmungen der Gewölbe vorerst noch für verfrüht und empfiehlt die in ausgeführten Brückengewölben thatsächlich auftretenden Pressungen als Anhaltspunkte.[3])

Diese Erklärung der Veränderlichkeit der Inanspruchnahme kann sich nur auf Hausteingewölbe beziehen, auf Ziegelgewölbe sicherlich nicht und auch auf Bruchsteingewölbe kaum, da die Bruchsteine auch in kleinen Gewölben ziemlich flach prismatisch zu sein pflegen (wenn überhaupt prismatisch!). Abgesehen hiervon ergiebt die Bauschinger'sche Formel, welche Heinzerling bei dieser Gelegenheit mittheilt und welche oben wiederholt ist, für Prismen von quadratischer Grundfläche und $^1/_5$ der Würfelhöhe eine nur drei mal gröfsere Festigkeit gegenüber dem Würfel, während die Inanspruchnahme im Hausteingewölbe nach der Tabelle bis auf das Sechsfache wächst. Endlich kann aus der Formel es nicht gefolgert werden, wäre vielmehr erst durch Versuche zu erweisen, dass Mauerkörper von derselben Form, z. B. Würfel, mehr aushalten, wenn sie aus plattenförmigen Steinen mit vielen Lagerfugen, als wenn sie aus wenigen starken Steinen mit wenigen Lagerfugen hergestellt werden (oder als monolithe Würfel).

Es dürften daher für die beobachtete Veränderlichkeit der Inanspruchnahme andere Erklärungen zu suchen sein. Eine solche (theilweise) Erklärung finde ich darin, dass die von Heinzerling mitgetheilten Inanspruchnahmen ausgeführter Gewölbe durchweg unter voller Belastung und gleichmässig über den Scheitelquerschnitt vertheilter Pressung ermittelt sind; der Einfluss der einseitigen beweglichen Belastung ist nicht berücksichtigt. Dieser ist bei kleinen Gewölben grösser als bei grossen.

Einen annähernden Maasstab für diesen Einfluss geben die von Tolkmitt[4]) entwickelten Formeln. In dem Beispiel eines Brückengewölbes mit nach der Stütz-

---

[1]) Graphisch in A. B. Z. 1876, tabellarisch im D. Bauhandb. I, S. 194.

[2]) In ähnlicher Weise ist bei der Arlbergbahn, wo Bruchsteine (Verrucano, Kalkstein und Gneiss) für Gewölbe bis zu 41 m Spannweite verwendet worden sind (bis 60 m verwendet werden sollten), die zulässige Pressung für 1 qcm bei den inneren Durchmessern:

von 20 30 40 50 60 m
auf 7 10 13 16 19 kg

festgesetzt worden. (Centr.-Bl. d. B. 1882, S. 155.)

[3]) A. B. Z. 1876.

[4]) Z. f. Hann. 1878. S. 457.

linie geformter Mittellinie, welches er durchrechnet, bei einer zulässigen Inanspruchnahme von 8 kg, einer Spannweite von 12, Pfeilhöhe von 3,5, Halbm. der Stützlinie im Scheitel von 7, Ueberschüttungshöhe von 0,85, Höhe der beweglichen Last von 0,98 m, verlangt die volle Belastung eine Scheitelstärke von 0,4 m, die einseitige Belastung aber unter der Bedingung, dass die Stützlinie im Kern bleiben soll, eine solche von 0,75 m. Hierbei wird die äusserste Kantenpressung 8,01 kg. Da indess die Formel für die Berechnung der Gewölbestärke nach der einseitigen Belastung die zulässige Inanspruchnahme nicht enthält, so ist diese Uebereinstimmung der Kantenpressung bei einseitiger Last mit der für gleichmässig vertheilte Pressung zugelassenen Grösse ein Zufall.

Die Grenze, bei der beide Bedingungen nach den Tolkmitt'schen Formeln unter obigen Annahmen (Höhe der beweglichen Last jedoch = 0,8 m) die gleiche Scheitelstärke (im besonderen Fall 0,76 m) ergeben, liegt beispielsweise bei einem Gewölbe von 17 m Spannweite, 4 m Pfeil, 12,6 m Krümmungshalbm. der Stützlinie im Scheitel. Dabei wird dann die äusserste Kantenpressung unter einseitiger Last 13,7 kg (also $\frac{1}{5,84}$ der Mauerwürfel-Festigkeit, wenn 8 kg = $^1/_{10}$ derselben ist). Dies ist der grösste Werth, den die Kantenpressung unter den gemachten Annahmen erreichen kann. Lässt man das Gewölbe noch weiter wachsen, so nimmt die Kantenpressung wieder ab und nähert sich der für gleichmässige Spannungsvertheilung zulässigen Pressung von 8 kg.

Es ist hier von der Bedingung die Rede gewesen, dass die Stützlinie im Kern bleiben soll. Ich stelle diese Bedingung für Gewölbe und für Mauerwerk überhaupt als Regel hin und werde später noch hierauf zurückkommen.[1])

Es ist also bei irgend erheblicher beweglicher Last stets zu untersuchen, ob unter der ungünstigsten einseitigen Belastung eine vollständig im Kern bleibende Stützlinie möglich ist, und ob die äufserste Kantenpressung dabei nicht das zulässige Maass ($^1/_{10}$ bis höchstens $^1/_7$ der Mauerwürfel-Festigkeit) überschreitet. In dem vorhin nach den Tolkmitt'schen Formeln durchgeführten Beispiel würde Letzteres bei dem Maximum der Kantenpressung schon der Fall sein.

Die eben aufgestellte Bedingung ist, wie gesagt, für kleine Gewölbe maasgebend und erstreckt ihre Wirkung um so höher hinauf, je härter das zu verwendende Material ist.

Ein Gewölbe von 14 m Spannweite und 9 m Scheitelhalbm. der Stützlinie, mit 0,8 m Ueberschüttungshöhe und 1920 kg für 1 qm beweglicher Belastung, welches versuchsweise graphisch berechnet wurde, würde in Granitbruchstein-Mauerwerk mit Zementmörtel ausgeführt, bei der von Dr. Böhme dafür angegebenen zulässigen Belastung von 60 kg für 1 qcm, für volle Last und gleichmässig über den Querschnitt vertheilte Pressung nur 5,2 cm Scheitelstärke verlangen. Um bei einseitiger Belastung eine Stützlinie in den Kern einzeichnen zu können, ist aber eine Scheitelstärke von reichlich 50 cm erforderlich, wobei sich eine äusserste Kantenpressung von etwa 16 kg für 1 qcm ergiebt. Hierbei ist die Gewölbestärke vom Scheitel nach den Widerlagern hin im umgekehrten Verhältniss des cosinus des Fugenwinkels wachsend angenommen.

Die einseitige Belastung ist auch bei hoch überschütteten Gewölben nicht ganz zu vernachlässigen, da solche schon während der Ausführung der Schüttung, trotz aller Sorgfalt, zeitweise eintritt und da es sich nicht empfiehlt, dieser einseitigen Last dadurch entgegen zu wirken, dass man das Lehrgerüst als Aussteifung im Bauwerk belässt.

Zwei andere Erklärungen für die Veränderlichkeit der spezifischen Pressungen nach der Heinzerling'schen Tabelle kann ich nur hypothetisch aussprechen. Die eine ist die, dass für grofse Gewölbe vielfach festeres Material verwendet sein dürfte als für kleinere. Mindestens kann man als Regel aufstellen, dass dies so sein soll, falls nicht die örtlichen Verhältnisse ein bestimmtes Material gebieterisch vorschreiben oder die Wahl sehr beschränken. In kleinen Gewölben

[1]) Als Vorbedingung für Gewölbe halte ich fest, dass die Mittellinie nach der Stützlinie geformt sei.

kann, wie das eben angeführte Beispiel zeigt, vorzügliches Material nicht ausgenutzt werden. Grosse Gewölbe aus geringwerthigem Material herzustellen, würde, da unverhältnissmässige Stärken erforderlich wären, unzweckmässig sein.

Die zweite hypothetische Erklärung ist, dass man grosse Gewölbe häufig kühner konstruirt haben mag, als kleine.

Schliesslich folgt eine Erklärung der besprochenen Erscheinung, die zu einer Einschränkung der auf Seite 272 gegebenen Regel (hinsichtlich der 10fachen Sicherheit) führt. Bei Gewölben von sehr geringer Dicke sind die Fehler der Ausführung weit gefährlicher als bei grösseren Querschnitten. Eine kleine, im letzteren Fall unschädliche Zerdrückung kann die Stützlinie aus dem Kern eines schwachen Querschnitts hinaus treiben. Aus diesem Grunde scheint es gerechtfertigt, selbst in Fällen, wo nicht die Rücksicht auf einseitige Last die Wahl minimaler Querschnitte verhindert, für kleine Gewölbe eine grössere als zehnfache Sicherheit anzunehmen. Ich schlage vor, für solche Gewölbe mit 1 m und noch kleinerem innerem Scheitelhalbm. die spezifische Inanspruchnahme bei gleichmässig vertheilter Pressung $= {}^1/_{20}$ der Mauerwürfel-Festigkeit zu nehmen. Die Inanspruchnahme kann mit wachsendem Scheitelhalbmesser geradlinig zunehmen, bis bei 15 m innerem Scheitelhalbmesser die auf S. 272 als Regel aufgestellte zehnfache Sicherheit beginnt, die für alle grösseren Halbmesser beibehalten wird.[1])

Das über Kantenpressung unter einseitiger Last weiter oben Gesagte wird hierdurch nicht berührt und behält auch für kleine Gewölbe Geltung, so weit eben Kantenpressungen auftreten können, die grössere Stärke verlangen als die eben entwickelte Bestimmung aus der gleichmässig vertheilten Pressung.

Hiernach dürfte die Bestimmung der Mauer- und Gewölbestärken von der Druckfestigkeit des Materials aus, wenn auch streng theoretisch nicht durchführbar, doch praktisch schon jetzt möglich sein. Sie bietet jedenfalls gegenüber der lediglich auf ausgeführten Beispielen beruhenden Stärkenbestimmung den Vorzug, dass sie gutes Material auszunutzen gestattet.

Es tritt nun freilich die Schwierigkeit auf, dass man fast nie in der Lage ist, sich vor der Aufstellung eines Entwurfs durch direkte Versuche Kenntniss von der Druckfestigkeit eines aus den zu verwendenden Materialien gemauerten Würfels zu verschaffen. Allgemeine Angaben über Festigkeit gewisser Arten von Mauerwerk haben aber wenig Werth, da die Festigkeit der einzelnen Arten von Mauerwerk je nach den im besonderen Fall verwendbaren Materialien innerhalb sehr weiter Grenzen schwankt. Leichter als die Versuche mit Mauerwürfeln sind solche mit einzelnen Steinen auszuführen. Man sollte daher vor dem Beginn eines jeden wichtigeren Baues, sofern nicht zuverlässige Angaben über die Festigkeit der voraussichtlich zu verwendenden Steinsorten bereits vorliegen, sich solche durch Zerdrückungsversuche verschaffen, die man entweder selbst anstellt oder in einer öffentlichen Versuchsanstalt anstellen lässt. Namentlich bei natürlichen Steinen ist dies wichtig, da sich hier zwischen den Steinen aus verschiedenen Brüchen, selbst wenn diese nicht fern von einander liegen, oft erhebliche Verschiedenheiten zeigen.

Könnte man nun aus der Festigkeit der Steine und derjenigen des zu verwendenden Mörtels mit Sicherheit auf die Festigkeit des Mauerwerks, zunächst eines Mauerwürfels, schliessen, so würde die sachgemässe Bestimmung der Mauerstärken ziemlich leicht sein. Die Koeffizienten für die Umrechnung der Steinfestigkeit in Mauerfestigkeit stehen allgemein noch nicht fest. Doch liegen für Ziegel und Ziegelmauerwerk bereits eine Anzahl von Versuchen vor, welche die Möglichkeit gegeben haben, die Koeffizienten mit ziemlicher Sicherheit aufzustellen.

Im Jahrgang 1867 der Deutschen Bauzeitung (S. 1) veröffentlichte R. Neumann eine Reihe von Zerdrückungsergebnissen gemauerter Würfel aus verschiedenen Ziegelsorten und Zementmörtel 1 : 2. Er fand, dass einzelne Thonziegel von Greppin nahezu den doppelten Druck aushielten, als die Mauerwürfel daraus, poröse Ziegel wenigstens ein Drittel mehr.

---

[1]) Andere, z. B. Friedr. Ritter (A. B. Z. 1880, S. 90) tragen der grösseren, bei kleinen Brückengewölben erforderlichen Sicherheit durch einen mehr oder weniger konstanten Zuschlag zu der berechneten Stärke Rechnung. Ritter nimmt bei Eisenbahngewölben bis 12 m Weite mit geringer Ueberschüttungshöhe den Zuschlag für die Scheitelstärke $\lambda = 0{,}35 + 0{,}06\,r$. Bei grösseren Höhen nimmt der Zuschlag ab. Bei 10—15 m Ueberschüttungshöhe $\lambda = 0{,}25$ m.

Gegen Ende der siebziger Jahre sind auf Veranlassung der kgl. Direktion der Berliner Stadteisenbahn eine Reihe von Zerdrückungsversuchen mit Würfeln aus zwei verschiedenen Ziegelsorten sowie aus Rüdersdorfer Kalkbruchsteinen, mit je vier verschiedenen Mörtelsorten in der kgl. Prüfungsstation für Baumaterialien in Charlottenburg angestellt worden. Die Ergebnisse dieser Versuche, welche Dr. Böhme veröffentlicht hat[1]), geben einen guten Ueberblick über die Beziehungen zwischen der Mauerwürfelfestigkeit und der Festigkeit der Einzelmaterialien.

Dr. Böhme drückt die Festigkeit δ der Ziegelmauer-Würfel in Prozenten der Festigkeit der Ziegel aus und findet je nach der Güte des zu den Würfeln verwendeten Mörtels:

$$\text{I. für } \begin{cases} 1 \text{ Kalk} \\ 2 \text{ Sand} \end{cases} \delta = 44\,\%,$$

$$\text{II. } \text{„} \begin{cases} 7 \text{ Kalk} \\ 1 \text{ Zement} \\ 16 \text{ Sand} \end{cases} \delta = 48\,\%,$$

$$\text{III. } \text{„} \begin{cases} 1 \text{ Zement} \\ 6 \text{ Sand} \end{cases} \delta = 55\,\%,$$

$$\text{IV. } \text{„} \begin{cases} 1 \text{ Zement} \\ 3 \text{ Sand} \end{cases} \delta = 63\,\%.$$

In der Versuchsstation der Stadtbahn sind die betreffenden Mörtelsorten in Würfeln von 50 qcm Seite zerdrückt worden. Man kann danach für die Festigkeitszunahme des Mauerwerks mit derjenigen des Mörtels eine Formel aufstellen. Nennt man K die Festigkeit des Mauerwerks, K_s diejenige des Steins, K_m die des Mörtels, so schliefst sich die Formel:

$$K = 0{,}43\, K_s + 0{,}22\, K_m$$

den von Dr. Böhme mitgetheilten Ergebnissen und den entsprechenden Mörtelfestigkeiten ziemlich gut an.

Diese Versuchskörper waren 90 Tage alt. Es sind aber auch gleichzeitig gefertigte Körper nach einjähriger Erhärtungsdauer zerdrückt worden. Aus diesen Versuchen ergab sich die Formel:

$$K = 0{,}48\, K_s + 0{,}19\, K_m.$$

Man sieht, dass der Einfluss der Verschiedenheit des Mörtels mit dem Alter der Körper abnimmt, ein Ergebniss, welches nicht überraschen kann.

Mit einem verlängerten Zementmörtel, der wenig stärker ist als der oben unter II angeführte, wird man Mauerwürfel erhalten, deren Festigkeit bereits nach 90 Tagen halb so gross ist als diejenige der Ziegel — ein bequemes Durchschnittsverhältniss, welches mit dem von Neumann (freilich für viel stärkeren Mörtel, gefundenen) nahe übereinstimmt.

Setzt man die Mörtelfestigkeit gleich der des Steins, so erhält man aus der ersten der oben angeführten Formeln: $K = 0{,}65\, K_{s=m}$. Dies kann im ersten Augenblick befremden. Doch führt die auf S. 271 erwähnte Bauschinger'sche Formel zu einem ganz ähnlichen Ergebniss. Führt man in dieselbe die Maasse eines Normalziegels ein, so erhält man $\delta_1 = 0{,}58\, \delta$, d. h. die Festigkeit eines Würfels aus Ziegelmaterial $= 58\,\%$ derjenigen eines Ziegels in seiner plattenartigen Normalform. Im Hinblick auf die nur überschlägliche Annahme der Koeffizienten $\frac{\lambda}{\delta_1}$ und $\frac{\gamma}{\delta_1}$ $(= 0{,}5)$ in der Bauschinger'schen Formel scheint die Uebereinstimmung mit dem vorher Entwickelten genau genug.

Auf Grund der erwähnten Versuche giebt Dr. Böhme unter Berücksichtigung der „üblichen“ zehnfachen Sicherheit die zulässigen Inanspruchnahmen der verschiedenen Sorten von Ziegelmauerwerk an.

Er stellt dieselben den vom kgl. Polizeipräsidium in Berlin (wesentlich im Anschluss an die Untersuchungen von R. Neumann) zugelassenen Inanspruchnahmen, wie folgt, gegenüber:

---

[1]) Z. f. B. 1880, S. 555.

Bestimmung des:	Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	Besseres Ziegelmauerwerk in Zementmörtel	Bestes Klinkermauerwerk in Zementmörtel	Poröse leicht gebrannte Wölbziegel in Zementmörtel	Poröse, hart gebrannte Wölbziegel in Zementmörtel
	zulässige Beanspruchung des Mauerwerks in kg auf 1 qcm				
Polizeipräsidiums in Berlin	8	11	14	3	6 [1]
Dr. Böhme	9	14	20	—	10

Die vorhin erwähnten Versuche mit Kalkstein-Würfeln geben für die Bestimmung der Mauerwerkfestigkeit aus der Steinfestigkeit wenig oder keinen Anhalt. Die Zahl der Versuche war zu gering; auch war wohl die Grösse der Würfel (25 Seitenlänge) für die Art von Mauerwerk zu gering. Die Würfel hatten im Durchschnitt etwa die Festigkeit des schwächeren Ziegelmauerwerks. Kalksteine ohne Mörtel sind nicht zerdrückt worden. Verhältnisszahlen oder eine Formel zur Herleitung der Mauerwerkfestigkeit aus der Stein- und Mörtelfestigkeit lassen sich also nicht bilden.

In einer Tabelle, in welcher Dr. Böhme die Druckfestigkeit verschiedener natürlicher Steinsorten (in Würfelform unvermauert) zusammenstellt, giebt er als zulässige Beanspruchung für platten- oder klotzförmige Werkstücke ohne Mörtel 10% jener Festigkeit, für Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 5,5% derselben. Er wendet also zur Herleitung der Festigkeit des Bruchsteinmauerwerks aus der der Steinwürfel den bei Ziegelmauerwerk gefundenen Prozentsatz an und nimmt dann zehnfache Sicherheit.

Dass die Uebertragung des Prozentsatzes von Ziegel- auf Bruchsteimauerwerk der Wirklichkeit entspreche, ist sehr unwahrscheinlich. Denn die natürlichen Steine werden bei der Prüfung gewöhnlich in Würfelform zerdrückt, die Ziegel in Plattenform. Die natürlichen Steine kommen in anderer Form in's Mauerwerk als die ist, in der sie bei Versuchen zerdrückt werden, die Ziegel in derselben. Dennoch wird man einstweilen die von Böhme vorgenommene Uebertragung gelten lassen können, da sie für gutes Bruchsteinmauerwerk in Betreff der Sicherheit zum mindesten nicht ungünstig sein dürfte.

Dass Quadermauerwerk sich hinsichtlich der Inanspruchnahme zwischen dem Bruchsteinmauerwerk und dem Steinwürfel halten muss, steht wohl ausser Zweifel. Welche Stelle in diesem Spielraum es einzunehmen hat, wird von der Form und Bearbeitung der Quader, sowie von dem Mörtel abhängen, und wird durch Versuche in grösserem Maasstabe zu ermitteln sein. So lange dies nicht geschehen ist, wird man die Inanspruchnahme des Quadermauerwerks nur wenig höher als die des Bruchsteinmauerwerks aus gleichen Materialien nehmen,[2] zumal in Gewölben, wo ohnehin nur ein dem Quadermauerwerk an Sorgfalt kaum nachstehendes Bruchsteinmauerwerk angewendet werden sollte, wenn man nicht zum Beton übergehen will.

Baurath Reinhard in Stuttgart,[3] stellte Versuchswürfel mit 0,15 m Seite aus 2 gleich starken, durch eine 1,5 cm starke Mörtelschicht verbundenen Buntsandsteinplatten her. Mörtel 1 Theil Portland-Zement, 2 Theile reiner grober Flusssand. Die Würfel hatten nach 17 Tagen eine Bruchfestigkeit von 340 bis 401, solche aus Granit bis 450 kg/qcm. Reinhard hält sieben- bis achtfache

[1] Central-Bl. d. B. 1883, S. 320.

[2] In der Heinzerling'schen Tabelle im Bauhandb.: (I, S. 194) verhält sich die Inanspruchnahme des Bruchsteinmauerwerks zu der des Quadermauerwerks etwa wie 7:8.

[3] Central-Bl. d. B. 1887, S. 325 und D. Bztg. 1889, S. 142.

Sicherheit im Vergleich mit diesen Würfelfestigkeiten für ausreichend, also Inanspruchnahme guten Bruchsteinmauerwerks in Portlandzement-Mörtel von 45 und bei Granit bis zu 60 kg für zulässig. —

In der bisherigen Betrachtung ist voraus gesetzt, dass die Stützlinie oder Mittellinie des Drucks überall im Kern des Mauerwerks bleibt, dass also Zugspannungen nicht auftreten. Diese Voraussetzung wird gewiss von mancher Seite als zu weit gehend betrachtet, da bekanntlich nicht allein Steine, sondern auch Mörtel, insbesondere Zementmörtel eine nicht unerhebliche Zugfestigkeit zeigen. In manchen Steinbrücken mit sehr geringen Gewölbestärken müssen bei einseitigen Belastungen Zugspannungen auftreten. Auch ist es bei Betongewölben, denen man Homogenität zuschreibt, nicht ungewöhnlich auf Zugspannungen zu rechnen. Engesser sagt z. B. mit Bezug auf Betonbögen:[1]) „Die gebräuchlichen Formeln für elastische Bogenträger bieten daher noch übermässige Bruchsicherheit, wenn man, früherem Vorgange entsprechend, den Anstrengungs-Koeffizienten gegen Zug $= \frac{1}{3,5}$ der wirklichen Zugfestigkeit wählt."

Da dieser Ausspruch auf Versuchen beruht, die mit Betonbögen angestellt sind, welche dabei nachweislich Zugspannungen aufgenommen haben, so wird man ihn im Hinblick auf derartige, vollkommen gut ausgeführte Bögen gelten lassen müssen. Und es kann ja sein, dass auf diesem Wege noch bedeutende ökonomische Resultate erzielt werden.

Auch lässt sich vielleicht durch genaue Beobachtungen ausgeführter Brückengewölbe mit Hilfe der Köpcke'schen Libellen oder des Fränkel'schen Dehnungszeichners nachweisen, dass selbst im gewöhnlichen Mauerwerk Zugspannungen ohne Nachtheil auftreten, was dann die Einführung derselben in die Rechnung fördern würde.[2])

Bedenkt man aber, ein wie spröder Körper Mauerwerk und auch Beton ist, wie leicht durch Erschütterungen, Nachgeben des Baugrundes usw., feine Risse entstehen können, die für die Uebertragung von Druckspannungen unerheblich sind, während sie die Fortpflanzung von Zugspannungen unmöglich machen, erwägt man endlich, wie sehr die Fähigkeit des Mauerwerks, Zugspannungen aufzunehmen, von der schwer kontrollirbaren Güte des Materials und der Arbeit abhängt, so wird man zugeben müssen, dass eine nur auf Druckspannungen berechnete Mauerwerks-Konstruktion (einschl. Beton) einen so viel (wenn auch in Zahlen nicht ausdrückbar) höheren Grad der Sicherheit gewährt, als eine solche, die nur mit Hilfe der Zugfestigkeit des Materials standfähig ist, dass das Mehr an Material, welches sie erfordert, nicht schlecht angewendet ist.

Es dürfte sich daher empfehlen, vorläufig, wenigstens als Regel, Zugspannungen bei der Berechnung von Mauerwerk nicht zuzulassen.[3])

Eine Ausnahme bilden die Monier-Gewölbe, deren Eisendrath-Einlagen die Berücksichtigung der Zugspannungen bei der Berechnung erfordern.

δ. Zulässige Belastung des Baugrundes.

Ist man nun nach dem bisher Gesagten im Stande, die Stärken der Gewölbe und des Mauerwerks überhaupt den in den einzelnen Theilen auftretenden Pressungen entsprechend zu bestimmen, so kommt es noch auf die Inanspruchnahme an, welche man dem Baugrund zumuthen darf. Hier schwanken, wie beim Mauerwerk, die Angaben bedeutend. Die Unsicherheit wird dadurch ver-

---

[1]) D. Bztg. 1881. S. 582.

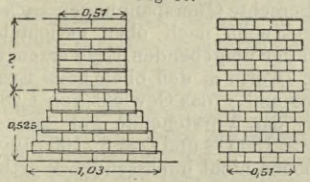
[2]) Beim Abbruch von Gewölben der Bahnüberbrückungen der österreichischen Südbahn fand Holzer, dass sich grosse, durch Schlitze frei gestemmte Theile schwebend hielten, „ein Umstand, der wohl schlagend darauf hinweist, dass der Zugfestigkeit des Mörtels ein ganz wesentlicher Antheil an der Tragfähigkeit der Gewölbe zugemessen werden darf." (Wochenschr. d. österr. Ing. u. A. V. 1891. No. 12.)

[3]) Anderer Ansicht ist E. Dykerhoff, welcher für seine Betongewölbe, von denen wir S. 324 eins mittheilen, Form und Stärke so gewählt und berechnet hat, dass bei der vorkommenden geringsten Ueberschüttung und einer einseitigen grössten Belastung durch schwerstes Fuhrwerk oder Strassenwalzen die Lage der Drucklinie im Bogen eine solche ist, dass die als zulässig angegebenen Zug- und Druckspannungen nirgends überschritten werden. Diese Spannungen sind: $3^1/_2$ bis $4^1/_2$ kg/qcm Zugfestigkeit und achtfache Druckfestigkeit, wobei eine vier- bis fünffache Sicherheit verhanden ist. (D. Bztg. 1888, S. 242 und 273.)

mehrt, dass im allgemeinen nicht angegeben wird, ob die Zahlen für gleichmässig vertheilte Belastung oder für Kantenpressungen gelten sollen.[1])

Als Beitrag zur Lösung der Frage, wie stark man einen Baugrund aus feinkörnigem, dicht gelagerten Sand (wie er in und bei Berlin vorherrscht) belasten darf, können Versuche dienen, welche im Jahre 1879 beim Bau der Berliner Stadteisenbahn angestellt wurden und deren Hauptzweck darin bestand, festzustellen, mit welchem Böschungsverhältniss Fundamente bei verschiedenen Belastungen vorspringen dürfen, ohne Risse zu bekommen.[2])

Fig. 30.



Es wurden Probepfeiler aus guten Hintermauerungssteinen in Wasserkalk-Mörtel (2 Kalk, 5 Sand) mit verschieden geböschten Fundamentverbreiterungen, Fig. 30, gemauert und mit einem gut zentrisch wirkenden Hebelapparat belastet. Die Fundamentsohle lag etwa 1,2 m unter Erdgleiche. Die obersten 4 Schichten waren in Zement gemauert. Der Baugrund bestand aus Sand. Er war um die Pfeilersohle bei den ersten Versuchen mit einer Belastung von Eisenstücken versehen, um die Last der Hinterfüllungserde darzustellen. Bei den letzten Versuchen ward diese Belastung fortgelassen, ohne dass ein Einfluss dieser Aenderung merkbar gewesen wäre.

Anlauf der Verbreiterung $\left(\frac{1}{n}\right)$		1/1,15	1/1,43	1/1,73	1/2,12	1/2,6
Mittelwerthe	Druck in kg für 1 qcm Fundamentsohle, bei welchem noch keine Zerstörung d. Mauerwerks eintrat	2,4	3,2	3,3	3,35	5,3
	Senkung des Fundaments vor Eintritt der Risse (in mm)	1,0	1,1	1,8	1,5	2,9
Grösste Senkung in mm vor Eintritt der Risse		1,9	1,6	2,2	2,5	4,2

Diese Tabelle giebt zunächst eine Bestätigung des bekannten Satzes, dass man, wenn man den Baugrund stark belasten will, der Fundament-Verbreiterung einen steilen Anlauf geben muss.

Auch bieten die Horizontalspalten 1 und 2 ziemlich sicheren Anhalt für die bei verschiedenen Baugrundbelastungen anzuwendenden Anlaufverhältnisse. Dieselben dürften von der Natur des Baugrundes nahezu unabhängig sein, so dass die (beiden oberen Spalten) der Tabelle auch bei anderem Baugrund als der, auf welchem die Versuche gemacht wurden, als Anhalt genommen werden können.

Weniger leicht sind Schlüsse aus den beiden unteren Spalten der Tabelle zu ziehen. Die darin wiedergegebenen Beobachtungen sind unsicherer als die auf die Anlaufverhältnisse bezüglichen, wie schon aus der Unregelmässigkeit der Zahlenfolge in der wagrechten Spalte 3, sowie daraus hervor geht, dass die (hier nicht mitgetheilten) Einzelbeobachtungen sehr stark von den Mittelwerthen abweichen. Aber auch abgesehen hiervon, steht man dann immer noch vor der Frage, eine wie grosse Senkung des Bauwerks zulässig sei? Bei weitem den meisten Bauwerken wird eine gleichmässige Senkung von 4,2 mm nichts schaden. Diese werden also guten Sand-Baugrund selbst bei nur 1,2 m Fundamenttiefe mit 5,3 (rund 5) kg für 1 qcm belasten dürfen, wobei die Fundamentvorsprünge auf einen Vorsprung = 1 mindestens eine Höhe = 2,6 haben müssen.

Bei Bauwerken, welche grössere Vorsicht erheischen — z. B. gewölbte Brücken und Bauwerke mit kontinuirlichen Trägern — wird es sich empfehlen,

---

[1]) Heinzerling i. Handb. d. Ing.-Wiss. II 1, S. 58.

Nat. Lehmboden od. Thon m. Sand durchschn.	2— 3 kg
Gewöhnl. fester Baugrund	4— 5 „
Sehr fest. auf fels. Untergr. rub. Bgrund.	7—12 „

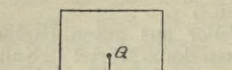
Bei gutem Untergr. empfiehlt sich als vorübergehende (?) Belastung höchstens 7—8, als endgültige Belast. im Mittel 5 kg für 1 qcm anzunehmen.

[2]) Ausführlichere Mittheilungen über diese Versuche nebst Abbildung des dabei angewendeten Hebelapparates finden sich Z. f. B. 1884. Sp. 113.

mit der gleichmässigen Belastung des Sandgrundes bei 1,2 m Fundamenttiefe nicht über 3 kg zu gehen, wobei man dann Senkungen bis zu 2 mm zu erwarten hat.

Die Fundament-Vorsprünge müssen dabei mindestens etwa 2 Höhe auf 1 Sohlenbreite haben. Kantenpressungen werden unbedenklich bis 4,5 kg im Sandboden selbst bei der mehr erwähnten geringen Fundamenttiefe steigen dürfen.[1]) —

Fig. 31.



Mit der Theorie, nach welcher ein in die Erde um das Maass h eingesenkter Körper mit der Grundfläche f und dem Gewicht Q wagerechte Querspannungen $= Qm$ und daraus wieder senkrecht nach oben gerichtete Spannungen $= Qm^2$ in der umgebenden Erde erzeugt, so dass $Qm^2 = \gamma h f$ ist, (worin m den oben beim Erddruck erwähnten Faktor und γ das Gewicht von 1 cbm Erde bedeutet), stimmt das Vorstehende gut genug überein. Denn setzt man z. B. $f = 1$ qm, $h = 1{,}2$ m, $\gamma = 1800$ kg und $Q = 3 \,.\, 100 \,.\, 100$, so erhält man $m =$ etwa 0,27, also einen für Sandboden nicht unpassenden Werth.

Nach dieser letzterwähnten Theorie kann der Baugrund im Verhältniss der Eintauchungstiefe des Fundaments wachsend belastet werden. Bei 2,4 m Tiefe würde also schon eine gleichmässige Belastung des Sandgrundes von 6 kg, bei 3,6 m Tiefe eine solche von 9 kg zulässig sein. Es empfiehlt sich aber, zunächst und so lange nicht ähnliche Versuche, wie die beschriebenen, für grössere Fundamenttiefen gemacht sind, von dieser Theorie noch nicht ohne weiteres Gebrauch zu machen, vielmehr auch bei grösseren Tiefen als 1,2 m im Sandboden nicht viel über die für jene Tiefe oben angegebenen Inanspruchnahmen, keinenfalls aber über 5 kg für 1 qcm hinaus zu gehen.[2])

Bei festem Felsengrund sind lediglich die zulässigen Inanspruchnahmen des Mauerwerks für die Bestimmung der Fundamentbreite massgebend.

Bei Baugrund, dessen Festigkeit zwischen der des Sandes und des Felsens liegt, hat man nach thunlichst sachgemässer Schätzung zwischen den für die beiden Grenzfälle oben gegebenen Angaben zu interpoliren.

Ueber die zulässige Belastung von Rostpfählen, (siehe Brennecke, Der Grundbau, wo auch noch anderweite und einige besondere Angaben über Baugrund und Tiefe des Fundamente zu finden sind.

II. Praktische Rücksichten bei der Bestimmung der Gewölbeform.

a. Gewölbeform nach der Stützlinie.

Wenn man vom rein theoretischen Standpunkt an den Entwurf eines Gewölbes heran tritt, so wird man die Aufgabe zu lösen haben, für eine gegebene Belastung die Stützlinie, bezw. die dieser entsprechende Gewölbe-Querschnittsform zu finden. Die Theorie giebt aber auch für kreisförmige und elliptische Stützlinie die Gleichungen der Belastungslinien. Man kann also ebenso gut die Belastungslinie für eine gegebene Stützlinie konstruiren wie umgekehrt.

Dies gewährt den Vortheil, dass man innerhalb gewisser Grenzen praktisch leicht ausführbare Wölblinien (Kreisbögen, Ellipsen, Korbbögen) wählen und dennoch theoretisch richtig konstruiren kann, wenn man nur die Belastung diesen Linien als Stützlinien entsprechend einrichtet.

Wenn das Hinterfüllungsmaterial leichter ist als das Mauerwerk, so hat man in der verschiedenen Anordnung der Uebermauerung ein Mittel, die reduzirte Belastungslinie etwas abzuwandeln. Genügt dies nicht, so kann man bisweilen durch Anordnung von Hohlräumen in der Uebermauerung die Belastung dem Bedürfnisse entsprechend einrichten. Wenigstens ist dies fast immer so weit möglich, dass die Stützlinie nicht mehr als zulässig von der Mittellinie des nach irgend einer einfachen Kurve geformten Gewölbes abweicht. Es ist also

[1]) Diese grösste Kantenpressung ist bei den Viadukten der Berliner Stadtbahn auf Sandboden rechnungsmässig zugelassen und hat sich da ohne Nachtheil gezeigt.

[2]) Franzius (D. Bhdb. Aufl. I, Bd. III, S. 27) giebt allerdings an, dass fester Sand 75 bis 100 t Druck für 1 qm verträgt.

einigermassen in das Belieben des Konstrukteurs gestellt, welchen Weg er einschlagen und ob er der Bequemlichkeit oder ästhetischen Rücksichten grössere Zugeständnisse machen will.

Wir wollen hier nur kurz anführen, welche Linien für die Wölbung mit Vorliebe gewählt werden und was bei den einzelnen zu beachten ist.

b. Kreislinie und Ellipse.

Am beliebtesten war wegen der Leichtigkeit der Ausführung und der allgemeinen ästhetischen Verständlichkeit von jeher die Kreislinie. Am unbeschränktesten ist man in ihrer Anwendung, wenn man den versteifenden Einfluss der Hintermauerung mit in Rechnung zieht.[1]) Man ersieht aber auch aus den Darstellungen zu Schwedler's Theorie der Stützlinie,[2]) dass man durch Aussparungen in der Uebermauerung einen Kreisbogen mit 140° Zentriwinkel (Pfeilverhältniss 1 : 2,85) noch zum Zusammenfallen mit der Stützlinie bringen kann, wenn die Belastungshöhe im Scheitel sich zum Halbmesser der Gewölbemittellinie wie 1 : 25 verhält. Eine wagrecht abgeglichene Belastung, deren Höhe sich zum Halbmesser der Gewölbemittellinie wie 1 : 3 verhält, wird durch einen Kreisbogen gestützt, dessen Zentriwinkel 40° beträgt, dessen Pfeilverhältniss also etwa 1 : 11 ist. Zwischeninne liegen viele Fälle, in denen schon ohne Aussparungen in der Uebermauerung ein theoretisch richtiges Kreisgewölbe entstehen kann, wenn nur das Ueberschüttungsmaterial leichter ist als das Gewölbe-Mauerwerk. Dies Alles bezieht sich auf lediglich senkrecht wirkende Belastungen.

Bei Berücksichtigung des aktiven Erddrucks kann unter Umständen der volle Halbkreis annähernd zur Stützlinie werden. Er tritt hier als Spezialfall der halben Ellipse auf, welche ein viel ausgedehnteres Feld der Berechtigung hat. Dasselbe erstreckt sich noch weiter, wenn man (mit Friedrich Ritter) den passiven Erddruck in Rechnung zieht, eine Auffassung, der ich jedoch nur für Ausnahmefälle, d. h. bei tunnelartigen Ausführungen in gewachsenem Boden, eine Berechtigung zuerkennen kann.[3])

Fig. 32.

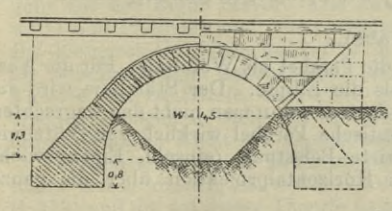
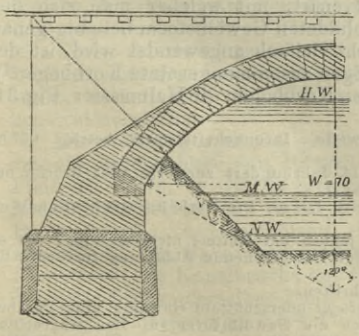


Fig. 33.



Berücksichtigt man noch, dass durch Hinzufügung einigen überflüssigen Materials an den Stellen, wo die Kreislinie oder Ellipse sich von der Stützlinie entfernt, noch praktisch brauchbare Gewölbe geschaffen werden können, so sieht man, dass das Gebiet, innerhalb dessen diese für die Ausführung einfachsten Linien auch bei dem heutigen Stande der Theorie noch Anwendung finden können, immerhin ein grosses ist.

Ein neueres Beispiel recht rationeller Verwendung der Kreislinie sind die Brücken der Herford-Detmolder Eisenbahn[4]), Fig. 32 u. 33, bei denen sich das eigentliche, aus Backstein hergestellte Kreisgewölbe von bis zu 10 m Weite und 120° Zentriwinkel auf innen die Kreislinie fortführende Widerlager aus Bruchsteinen mit radialen Fugen oder auf gewöhnliche, auf Brunnen gegründete Widerlager setzt. Die Ueberschüttungshöhe beträgt nicht über 1 m.

---

[1]) Abhandlung v. Gnuschke. Z. f. B. 1892.

[2]) Z. f. B. 1859.

[3]) Friedr. Ritter (A. B. Z. 1880, S. 85) gelangt schliesslich zu dem Ausspruch: „Diejenigen Gewölbe sind die besten, welche einen möglichst gleichmässigen Seitendruck auf die Hinterfüllung üben. Dies sind Kreis- und Ellipsen-Gewölbe."

[4]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 299.

Bei einer Chaussee-Unterführung der Moselbahn (Chaussee von Trier nach Ruwer am rechten Moselufer, nahe der Pfalzeler Brücke) führten die Verhältnisse des Bauwerks, unter Berücksichtigung des aktiven Erddrucks, theoretisch fast genau auf den Halbkreis.

Brücken mit Halbkreisgewölben sind bis zu einer Spannweite von 55,17 m[1]) ausgeführt.

Am häufigsten findet der Kreisbogen, wie nach dem vorstehend Entwickelten zu erwarten, als Segment Anwendung.[2]) Die grösste bis jetzt bei Segmentbögen vorkommende Spannweite ist 60,49 m.[3])

Als die flachste Segmentbogen-Brücke ist noch immer die Loing-Brücke in Nemours mit einem Pfeilverhältniss von $^1/_{17}$ (nach Becker $\frac{1}{16,7}$, nach E. H. Hoffmann sogar $^1/_{18}$) zu nennen, bei etwa 16 m Spannweite. In Deutschland ist man bisher über $^1/_{10}$ (Neckar-Brücke bei Cannstatt, Weisseritz-Brücke in Dresden) nicht wesentlich hinaus gegangen, bei Spannweiten von 18 bis 20 m.

Je grösser die Spannweite ist, um so kühner erscheint das flache Pfeilverhältniss. Daher empfiehlt Becker:

bei Gewölben	bis 10 m	Weite nicht unter	$^1/_{12}$,
„ „	von 10—20 m	„ „ „	$^1/_{10}$,
„ „	„ 20—30 m	„ „ „	$^1/_8$,
„ „	„ 30—60 m	„ „ „	$^1/_6$

zu gehen. Bei hinreichender Konstruktionshöhe ist das Pfeilverhältniss $^1/_3$ für Segmentbögen besonders vortheilhaft und ökonomisch.

Bei einzelnen Brücken sind Spitzbögen angewendet (Aquadukt bei Spoleto[4]); Aquadukt bei Lissabon; bei einzelnen französischen und bei spanischen Brücken). Sie sind nur gerechtfertigt, wenn ihre Scheitel bleibende Einzellasten tragen, z. B. Thore oder Pfeiler einer zweiten Bogenstellung (Viadukt von Point du jour in der Pariser Gürtelbahn. (A. d. p. et ch.) Die Spitzbögen sind hier aussen nicht sichtbar).

c. Parabel.

Manche (z. B. Bauer)[5]) empfehlen die Parabel als Wölblinie. Für die Ausführung mag sie etwas bequemer sein, als die Ellipse. Der Stützlinie wird sie sich indessen schlechter anschliessen, wenigstens wenn man nicht den wagrechten Erddruck berücksichtigt. Um die quadratische Parabel wirklich zur Stützlinie zu machen, muss bekanntlich die reduzirte Belastung (einschl. Eigengewicht des Bogens) für die Längeneinheit der Horizontalprojektion über die ganze Oeffnung gleich sein[6]).

d. Korbbogen.

Eine für die Ausführung bequeme Kurvenart, mit welcher man sich der theoretisch richtigen, nach der Stützlinie gebildeten Gewölbeform beliebig genau anschliessen kann, und die deshalb mit Recht vielfach angewendet wird, ist der aus stetig in einander übergehenden Kreisbögen zusammengesetzte Korbbogen[7]).

Heinzerling[8]) empfiehlt, bei gedrückten Korbbögen die Halbmesser, Fig. 34,

---

[1]) Die Ballochamyle-Brücke hat diese Spannweite. Ihre Scheitelstärke beträgt 1,37 m. (Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 89. Fig. Taf. 7.)

[2]) Den grössten Segmentbogen hatte die im 14. Jahrhundert zerstörte Adda-Brücke bei Trezzo (76 m Spannweite bei etwa $^1/_3$ Pfeil. Schwarz).

[3]) Cabin-John-Brücke bei Washington. Scheitelst. 1,31 m, Pfeilverhältn. 0,267. (Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 89.)

[4]) 76 8 m grösste Höhe bei nur 5,07 m Breite, jedoch bei weitem nicht so kühn, wie er bisher abgebildet wurde. Man sehe die der Wahrheit entsprechende Abbildung im Centr.-Bl. d. B. 1881, S. 109.

[5]) Z. f. Bauk. 1879. S. 55 u. in selbständigen Schriften.

[6]) Heinr. Haase (vergl. S. 271) findet für wagrecht überschüttete Gewölbe eine Parabel höherer Ordnung als Stützlinie und passt derselben die Gewölbeform an. Den wagrechten Erddruck berücksichtigt er wohl bei der Berechnung der Widerlager, aber nicht bei der des Gewölbes. Da er bis zu einer gewissen Höhe hintermauert, mag dies praktisch nicht unzulässig sein. Die parabolischen Brücken der Pegnitz-Thalbahn, welche er im Jhrg. 1884 der A. B. Z. mittheilt, können als gut durchgeführte Gewölbebauten gelten.

[7]) Für die Berechtigung des Korbbogens tritt L. Dyrssen ein. D. Bztg. 1891. S. 467: Aufsatz mit der Ueberschrift: „Ist der flache Korbbogen in statischer und ästhetischer Hinsicht zu verwerfen?“

[8]) A. B. Z. 1872, Theorie, Konstruktion und statische Berechnung der Brückengewölbe.

in arithmetischer Progression (immer um den gleichen Unterschied Δ) fallen zu lassen, während die Zentriwinkel in arithmetischer Progression wachsen ($\alpha_2 = 2\alpha_1 + \delta$; $\alpha_3 = 2\alpha_1 + 2\delta$ usw.) Es ist hierbei $\delta = 2\,\frac{90^0 - (2n-1)\alpha_1}{n(n-1)}$. Man kann nun, wenn die Pfeilhöhe und Spannweite gegeben sind, n beliebig und r_1 und r_n innerhalb gewisser Grenzen beliebig annehmen. Dann erhält man 2 Gleichungen, aus denen man Δ und α_1 leicht berechnen kann. Man kann aber auch r_1 und r_n mit Hülfe der Beziehung $r_1 = (n-1)\Delta + r_n$ aus beiden Gleichungen entfernen. In der so entstandenen neuen Gleichung ist Δ eine Funktion von α_1. Indem man also nach α_1 differenzirt, findet man ein Minimum von Δ. Wenn die Differenz ein Minimum wird, so wird, nach Heinzerling, der Uebergang von der Krümmung eines Korbbogen-Segments zum andern offenbar in statischer und ästhetischer Beziehung am vollkommensten.

Fig. 34.

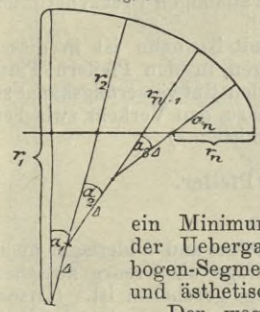
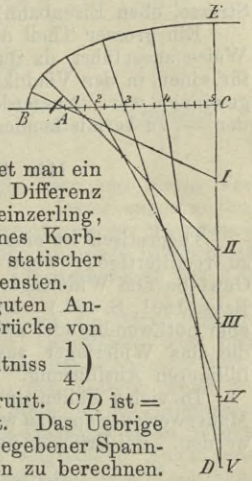


Fig. 35.



Der wegen seiner Schönheit und guten Anschlusses an die Stützlinie berühmte Korbbogen der Brücke von Neuilly $\left(\text{Spannweite } 38{,}98^{\text{m}} \text{ Pfeilhöhe } 9{,}745, \text{ Pfeilverhältniss } \frac{1}{4}\right)$ ist, wie Fig. 35 zeigt[1]), aus 11 Mittelpunkten konstruirt. CD ist $= 3AC$, CD in 5 und AC in 15 gleiche Theile getheilt. Das Uebrige geht aus der Figur hervor. Die Länge AB ist bei gegebener Spannweite und Pfeilhöhe aus den vorstehenden Bedingungen zu berechnen. Bei kleineren Gewölben genügt es in der Regel, 3 bis 5 Mittelpunkte für den Korbbogen anzunehmen. Hat man den Gewölbequerschnitt nach der Theorie der Stützlinie entworfen und will der leichteren Ausführung wegen einen Korbbogen an Stelle der theoretisch genauen Wölblinie setzen, so kann man durch Probiren leicht die angemessensten Halbmesser und Zentriwinkel finden.

Wegen analytischer Bestimmung der Korblinien, welche an Stelle der Stützlinien treten können, sei auf Schwedler's Theorie der Stützlinie (Z. f. B. 1859 S. 119) und die auf dieser Theorie fussenden Entwicklungen Wilcke's im Handb. d. Ing.-Wiss. (II. 1. S. 67) verwiesen. Es ist indessen zu beachten, dass die für die Stützlinie geltenden Formeln nicht ohne weiteres auf die innere Wölblinie angewendet werden können, sofern diese nicht parallel sind.

Einige handwerksmässige Konstruktionen gedrückter Korblinien aus 3 und 5 Mittelpunkten, denen entsprechend man eventuell die Belastung anordnen kann, finden sich in Schwarz's Brückenbau und Breymann's Baukonstruktionslehre.

Die weitest gespannte, gedrückte Korbbogen-Brücke ist die im Jahre 1777[2]) erbaute Brücke über den Hérault zu Gignac (Spannw. 48,72 Pfeil 13,31 m, also Pfeilverh. 0,273.[3]) Die flachste unter den grossen Brücken dieser Art ist die Maidenhead-Brücke der Great-Western-Bahn (Spannw. 39,01, Pfeil 6,5 m, also Pfeilv. 0,166). In Deutschland sind grosse Brücken dieser Art bisher nicht ausgeführt. Die Hallesche-Thorbrücke in Berlin hat nur 18 m Spannw. und 4,2 m Pfeilhöhe,[4]) die Kanalbrücke der Berliner Stadtbahn 24 m Spannw. und 6,55 m Pf., die Spree-Brücke derselben Bahn an der Museumsinsel 23,2 m Spannw. in der Bahnrichtung gemessen und 6,5 m Pfeil. (Z. f. B. 1884 Bl. 3), die Mosel-Brücke bei Pfalzel 8 Oeffnungen von je 22,6 m Weite und 4,867 m Pfeil (Z. f. B. 1884, Sp. 146 u. Bl. 46).

---

1) Nach Schwarz.
2) Rziha.
3) Handb. d. Ing.-Wissensch. II, 1, S. 89.
4) Berlin u. s. Bauten II, S. 48.

e. Kreuzgewölbe.

Eine Gewölbeform, die bei Brücken selten, aber doch hin und wieder vorkommt, ist das Kreuzgewölbe. Ein grösseres Beispiel dieser Art ist der Strassenviadukt von Clisson über die Moine in der Vendée.[1]) Die Pfeiler sind hier durch eine 4 m breite Oeffnung durchbrochen, so dass jederseits noch 2,4 m Pfeilerlänge verbleibt.

Berechtigt ist das Kreuzgewölbe, wenn unter der Brücke, in ihrer Längenaxe ein Verkehrsweg geführt werden muss, z. B. bei 2 stöckigen Brücken (unten Strasse, oben Eisenbahn).

Ein grosser Theil des Viadukts der Berliner Stadteisenbahn ist in dieser Weise ausgeführt, da durch 4 m breite Durchbrechungen in den Pfeilern Platz für einen in der Viaduktmittellinie entlang zu führenden Entwässerungskanal zu gewinnen war. Ausserdem dient die Durchbrechung dazu, den Verkehr zwischen den — zu vermiethenden — Viadukt-Räumen zu vermitteln.[2])

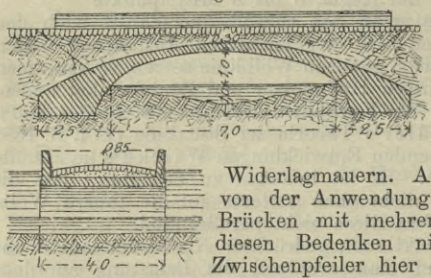
III. Aufbau der Widerlager und Pfeiler.

a. Formen der Widerlager.

Theoretisch ist eine Unterscheidung zwischen Gewölbe und Widerlager nicht zu rechtfertigen, wenn man nicht die sogen. Bruchfuge als Grenze zwischen Gewölbe und Widerlager bezeichnen will, wie neuerdings geschehen ist. (Dtsch. Bztg. 1891. S. 467.) Aus praktischen Rücksichten kann die Unterscheidung aber nothwendig oder zweckmässig sein, einmal, wegen der sonstigen Funktionen, die das Widerlager auszuüben hat, sodann aber wegen der leichteren und billigeren Ausführung.

In vielen Fällen, in denen ein nach aussen senkrecht begrenztes Widerlag-Mauerwerk verlangt zu werden pflegt, kann die Berechtigung dazu nicht anerkannt werden. Bei Brücken über einen Wasserlauf z. B. ist es für letzteren unzweifelhaft am vortheilhaftesten, wenn die Böschungen ununterbrochen unter der Brücke hindurchgehen können. Anordnungen, wie die auf S. 281 mitgetheilten Brücken von Herford-Detmold oder die Lenne-Brücke bei Vorwohle, Fig. 36, mit sogen. „verlorenen" Widerlagern, verdienen daher den Vorzug vor solchen mit senkrechten Widerlagmauern. Auch ästhetische Bedenken sollten nicht von der Anwendung verlorener Widerlager abhalten. Bei Brücken mit mehren Oeffnungen freilich wird man sich diesen Bedenken nicht verschliessen können. Da die Zwischenpfeiler hier eine Unterstützung der Bögen durch senkrechtes Mauerwerk bedingen, wird man solches auch an den Endwiderlagern in der Regel nicht vermeiden können.[3]) Ausnahmen kommen vor (Ueberbrückungen der Berliner Ringbahn).

Fig. 36.



E. H. Hoffmann[4]) nennt die Brücken mit verlorenem Widerlager „Erddruck-Steinbrücken", in neuerer Zeit „Schefferbrücken".[5]) Die letztere Bezeichnung rührt von dem früheren Baudirektor der Lübeck-Büchener Bahn, W. Scheffer her, welcher 1850/1 zuerst eine gewölbte Brücke mit verlorenen Widerlagern und bis zur Bausohle hinab radialen Fugen ausführte. Im Jahre 1881 wurden von E. H. Hoffmann 3 solche Brücken in der Kreischaussee von Oranienburg nach Arendsee ausgeführt[6]) (3 bis 6 km von Oranienburg), welche zugleich als Beispiele

---

[1]) Morandière, S. 386, Bl. 81.

[2]) Z. f. B. 1884. Bl. 1.

[3]) Bei der London-Brücke (Hagen, Wasserbaukunst, Taf. 14) sind, wiewohl das Widerlager aussen senkrecht ist, dennoch die Schichten im unteren Theile geneigt und darauf allmählich in die radiale Richtung übergehend ausgeführt

[4]) Vergl. Dietrich „Ein Wort." Baugew.-Ztg. 1882.

[5]) Baugew.-Ztg. 1881, S. 154.

[6]) E. Dietrich. Ueber eine Hoffmann'sche Steinbrücke. Baugew.-Ztg. 1886, S. 502.

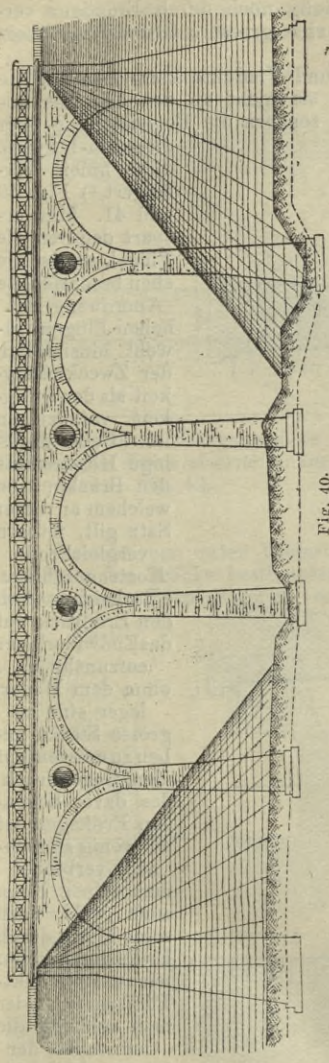


Fig. 40.

Fig. 37.

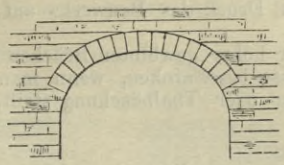


Fig. 38.

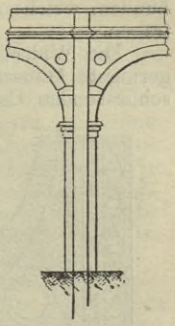
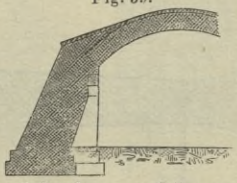


Fig. 39.



des von ihrem Verfasser angestrebten Zurückgehens auf äusserst geringe Mauerwerkstärken angeführt werden können (0,13 m Schlusssteinstärke bei etwa 7 m Halbmesser der Laibung.)[1])

Vielfach führt man, wo die Bogenlinie tief hinab geht (Halbkreis, parabolisch oder halb elliptisch, sowie theoretisch genau nach der Stützlinie gestaltete Bögen) den unteren Theil des Widerlagers, etwa bis dahin, wo der Halbmesser der Wölblinie mit dem Horizont einen Winkel von 30° bildet, mit wagrechten Fugen aus, Fig. 37. Aesthetisch befriedigt diese Anordnung nicht.[2]) Es erscheint auch fraglich, ob bei einer rationellen Bauweise z. B. Schichtstein- (statt Quader-) Bau die Ersparniss gegenüber der vollständigen Durchführung der radialen Fugen erheblich ist, wenn man die wirklichen Kosten in Rechnung stellen kann (also beim Regiebau).

Man hat auch das Gewölbe rückwärts durch das äusserlich senkrecht aufgemauerte Widerlager verlängert.[3])

Da hierbei das unter dem verlängerten Gewölbe liegende Widerlagmauerwerk nur als Abschlusswand und Füllmauerwerk zu betrachten ist, kann man sich auf die Ausführung einer schwachen Wand beschränken und dahinter einen Hohlraum lassen.[4])

Durch Unterschneidung kann man das mit wagrechten Schichten aufgemauerte Widerlager der theoretisch richtigen, die Fortsetzung des Gewölbes bildenden Form annähern, Fig. 39.

In England sind die Widerlager vielfach als schwache senkrechte Mauern mit dahinter liegenden, in Kämpferhöhe durch Gurtbögen verbundenen Strebe-

---

[1]) Abbildungen einer dieser Brücken sind auch in dem Aufsatz von Dietrich, Baugew.-Ztg. 1882. S. 160 mitgetheilt.

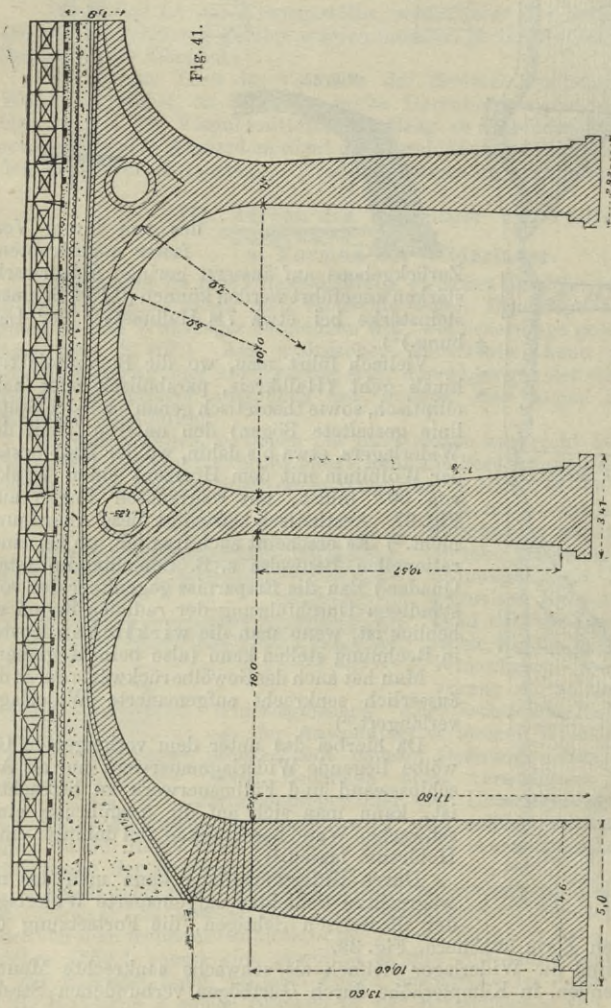
[2]) Man sehe z. B. die Rosenthal-Br. bei Friedberg in Heinzerlings Brücken der Gegenwart II. H. 2, Tafel IV, und Goel-Viadukt bei Aachen (Fig. 38.)

[3]) Dee-Brücke in Chester (Schw.) Themse-Br. bei Staines (mit Hakensteinen — nicht nachahmenswerth), Ourth-Br. in Belgien, Val Benoit-Br. über die Maas in Lüttich (die 3 letzteren bei Becker, Taf. 12.), Neckar-Br. bei Cannstatt (ebenda Taf. 13.) Entw. d. Aachener Schule (Heinzerling, Steinbr. d. Geg. H. 2. Taf. 2.)

[4]) Unterf. d Chaussee nach Rummelsburg und Kietz in d. Berliner Ringbahn. Unterf. der Königstrasse am Bahnhof Hannover (Centralbl. d. B. 1882. S. 145.)

pfeilern hergestellt.[1]) Die Strebepfeiler sind häufig noch durch Erdbögen verbunden, welche den Druck des Bauwerks auf eine grössere Grundfläche übertragen.

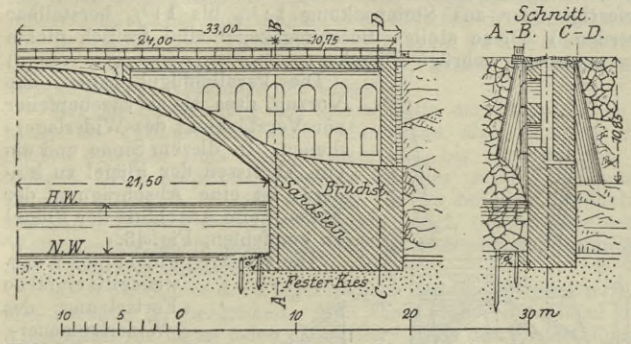
Die Widerlager hoher gewölbter Brücken und Viadukte kann man auf die geringste Mauermasse beschränken, wenn man sie nicht an den Fuss der anschliessenden Damm- oder Thalböschung stellt, sondern die Bogenstellung über diese hin- bezw. in diese hinein verlängert,[2]) Fig. 40 und 41. Man erspart dadurch die Flügel, so dass die eben beschriebene Anordnung mit hohen Flügeln sowohl hinsichtlich der Zweckmäfsigkeit als der Billigkeit vorzuziehen ist. Ueber dasjenige Höhenmaass der Brücke, von welchem an dieser Satz gilt, müssen vergleichende Kostenanschläge entscheiden. Um den Erddruck auf das Endwiderlager aufzunehmen, ohne dem Widerlager eine zu grosse Stärke geben zu müssen (auf den Gegendruck des davor liegenden Erdkegels ist nur wenig zu rechnen) verbindet man seinen Fuss, auch wohl noch seine Mitte, durch Erdbögen mit den nächsten Viadukt-Pfeilern.[3]) Oder man schliesst die Oeffnungen der letzten, kleineren Viadukt-Oeffnungen durch schwache, in der Längsrichtung des Viadukts absteifende Stirnmauern,[4]) wodurch man sich dann schon wieder der massiveren und wohl nicht ganz ökonomischen Form der Widerlager nähert, wie sie z. B. die Werra-Brücke bei Münden zeigt.[5])



[1]) Heinzerling, Stein-Brücken d. Gegenw. Heft I. Taf. 4.
[2]) Viad. der Fischbachbahn bei Schiffweiler.
[3]) Gölthal-Viadukt (Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. Taf. VII).
[4]) Striegisthal-Viadukt (I. f. B. 1879. Taf. 38 u. 40).
[5]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. Taf. VII.

Aehnlich der Werra-Brücke, jedoch in eigenartiger Weise, sind die Widerlager der gewölbten Strassenbrücke über den Gardon bei Collet in Frankreich ausgebildet. Es sind hier über den Gewölbschenkeln und den Widerlagern durchbrochene Stirnmauern aufgeführt und ist der, wegen der geringen Breite der Brücke nicht bedeutende Zwischenraum zwischen denselben durch Längsgewölbe geschlossen. Die Stirnmauern sind unterhalb der Kämpfer dieser Längsgewölbe und oberhalb der unteren Durchbrechungs-Oeffnungen durch eiserne Anker von 50mm Breite und 15mm Stärke mit einander verbunden,[1]) Fig. 42.

Fig. 42.



b. Flügel.

Versteht man unter Widerlagern den zur Aufnahme des Gewölbedrucks am Ende der Brücke bestimmten Mauerkörper von der Breite der Brücke so bedarf dieser Körper, sofern er nicht innerhalb einer Ufermauer oder eines Böschungskegels liegt, gewisser Ansätze von Mauerwerk zum Abschluss der an die Brücke sich anschliessenden Erdschüttung. Diese Ansätze nennt man Flügel.

Fig. 43.

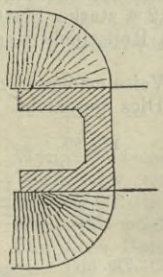
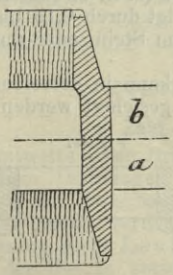


Fig. 44.



Sie sind entweder parallel der Richtung des oberen Verkehrsweges (der Brückenstirn), Fig. 43, oder parallel der Richtung des unteren Verkehrsweges (Baches, Flusses), Fig. 44a.

Unter letzteren Fall ist die etwas geneigte Stellung, Fig. 44b, als unwesentliche Abart mit zu begreifen. Die erstere nennt man Parallelflügel oder gerade Flügel, die letzteren Winkelflügel oder schräge Flügel. Flügel mit Wiederkehren, Fig. 45, sind, abgesehen von besonderen Veranlassungen, nicht zu empfehlen, da die zur Brückenstirn parallelen Ansätze verhältnissmässig viel Material erfordern und leicht abreissen. Geschweifte Flügel, Fig. 46, sind dann zweckmässig, wenn ein breiterer Weg auf der Brücke zusammengezogen wird, oder wenn neben einem Fluss (Bahneinschnitt) eine Uferstrasse (ein Parallelweg) geht, von wo aus der Verkehr beiderseits, auf die Brücke geleitet werden soll.

Fig 45.

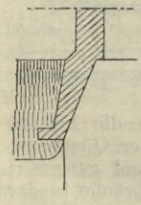
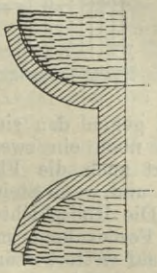


Fig. 46.



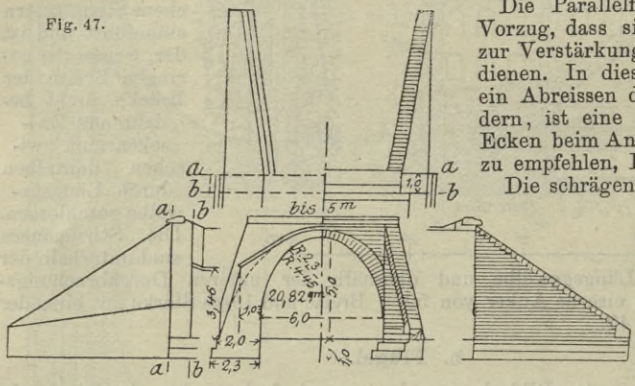
Denkt man sich den Zwischenraum zwischen Parallelflügeln durch Mauerwerk ausgefüllt und den ganzen Mauerkörper in seiner Breite aufs Aeusserste eingeschränkt, so entsteht die Anordnung, welche man mit dem Namen des österreichischen Ingenieurs Köstlin zu bezeichnen pflegt. Da das Wesentliche hierbei in der Anordnung

[1]) Centr.-Bl. d. B. 1883. S. 288.

der Fahrbahn besteht, so verweisen wir auf die ausführlichere Behandlung des Gegenstandes auf S. 366.

Die Länge von Parallelflügeln kann unter Umständen durch steile Böschungskegel (die bei gutem, sandigem Schüttmaterial und sorgfältiger Ausführung mit Kopfrasen 1 : 1 befestigt oder aus Steinpackung 1 : $^1/_2$ bis 1 : $^1/_3$ herstellbar sind) verringert werden.[1]) Diese steilen Böschungskegel sind freilich nichts Anderes als trocken gemauerte schräge Flügel.

Fig. 47.



Die Parallelflügel haben den Vorzug, dass sie als Strebepfeiler zur Verstärkung des Widerlagers dienen. In diesem Sinne und um ein Abreissen der Flügel zu hindern, ist eine Abschrägung der Ecken beim Anschluss der Flügel zu empfehlen, Fig. 43.

Die schrägen Flügel bilden entweder die einfache Fortsetzung des Widerlagmauerwerks, wobei Körperformen entstehen, die für die Ausführung und Abrechnung sehr bequem sind,[2]) Fig. 47, oder sie werden, um den Gewölbestirn-Ring bis zum Kämpfer sichtbar zu lassen, Fig. 48, oder, bei Flussbrücken mit mehren Oeffnungen, die Reihe der Pfeilervorköpfe jederseits durch einen halben abschliessen zu können, Fig. 49, gegen das Widerlager etwas zurück gesetzt (z. B. Neckar-Brücke bei Cannstatt).

Die Abdeckung der Parallelflügel erfolgt durch 0,15 bis 0,2 m starke Platten aus Granit oder anderem wetterbeständigem Stein, oder durch Rollschichten aus hart gebrannten Ziegeln.

Die Abdeckung der schrägen Flügel kann in derselben Weise erfolgen; nur muss die Abdeckung gegen Abrutschen gesichert werden. Dies geschieht bei

Fig. 48.

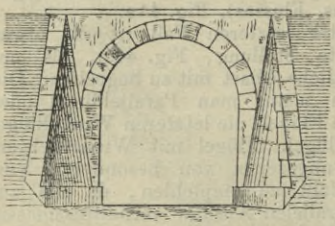


Fig. 49.

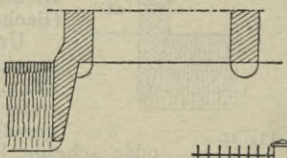


Fig. 50.

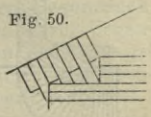
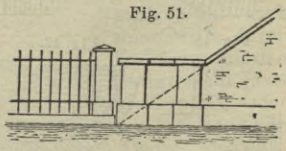


Fig. 51.



Platten durch Anordnung eines Anfangs-Quaders, gegen den sich die Platten stützen und zu welchem bei langen Flügeln wohl noch ein zweiter Quader in der Mitte der Plattenreihe hinzu tritt. Man deckt auch die Flügel ganz mit Quadern ab, was selbstredend das Vollkommenste, und, wenn Steinbrüche in der Nähe der Baustelle sind, nicht zu theuer ist. Die Rollschichten aus Ziegeln kann man quaderartig einbinden lassen, Fig. 50. Ferner kann man aus Bruchsteinen Rollschichten herstellen, wobei man aber auf wetterbeständiges Material um so mehr halten muss, wenn die in den Steinen vorhandenen Lager hoch-

---

[1]) Brennerbahn. Hier kommen Böschungskegel $\frac{1}{3,39}\,\frac{\text{(Basis)}}{\text{(Höhe)}}$ vor. Degl. Aare-Brücke bei Olten (Becker, Brückenb. Taf. XXIII a).

[2]) Normalien der Mosel- u. Fischbach-Bahn (D. Bztg. 1887, S. 302).

kantig stehen und also dem Eindringen von Feuchtigkeit besonders ausgesetzt sind.

Um die Schwierigkeiten der Herstellung geneigter Abdeckungen zu umgehen, hat man dem Flügelmauerwerk eine treppenartige Oberfläche gegeben, was indessen zu Unfug und unerlaubtem Betreten des Bahndammes anreizt.

Bei städtischen Strafsen-Unterführungen, wo der Anschluss von Gartenzäunen, Gittern oder Häusern zu erwarten ist, bildet die Anordnung, Fig. 51, einen zweckmässigen Abschluss der Flügel.

Bei der Bestimmung des Querschnitts der Flügel ist zu beachten, dass sie nichts als Futtermauern sind. Man kann also, wie bei diesen, die Aussenflächen geböscht (mit einem Anlauf: $^1/_{12}$ bis $^1/_8$, bisweilen wohl noch stärker anlegen. Bei natürlichen Steinen ist dies unter Umständen vortheilhaft; bei Ziegeln empfiehlt es sich weniger, da es bei den gewöhnlich zur Verfügung stehenden Ziegeln zweifelhaft zu sein pflegt, ob sie diese schärfere Probe ihrer Wetterbeständigkeit aushalten, und da auch einige Schwierigkeiten hinsichtlich des Verbandes entstehen.

Auch die Stärke der Flügel ist nach den für Futtermauern geltenden Theorien und Formeln zu berechnen. Man theilt dabei die Flügel der Länge nach in Abschnitte, für deren jeden die mittlere Höhe der Hinterfüllung usw. massgebend ist. Oben könnte der Querschnitt der Flügel theoretisch auf Null auslaufen. Doch sollte der oberste Theil der Flügel nicht unter 0,6 ^{m} stark gemacht werden, da schwächere Mauern, wenn sie fortgesetzt mit feuchter Erde in Berührung sind, zu leicht vom Frost leiden.

Im übrigen verweisen wir wegen der Berechnung der Stärke der Flügel auf Band I. dieses Handbuchs. Siehe auch die Theorie der Flügelmauer-Berechnung von Haeseler im Zivilingenieur 1878, S. 257 und die Arbeit „Bestimmung von Futtermauerstärken" von Pustau in der D. Bztg. 1886, S. 445.

Die Abnahme der Stärke der Flügel von der Wurzel nach dem Ende zu erfolgt bei Bruchsteinmauerwerk allmählig (siehe Fig. 47), bei Ziegelmauerwerk in Absätzen von mindestens $^1/_2$ Stein. Nach oben werden diese Absätze mit 1 oder 2 Ziegel-Flachschichten mit Gefälle abgedeckt.

c. Zwischenpfeiler.

α. Zahl derselben.

Wenn die Gesammtweite einer Brücke gegeben ist, so ist zunächst, sofern die Weite der einzelnen Oeffnungen nicht durch zwingende Umstände vorgeschrieben ist, die Zahl der Zwischenpfeiler so zu bestimmen, dass die Kosten des Bauwerks möglichst gering werden.

Für diese Bestimmung giebt Louis Hoffmann[1]) eine zweckdienliche Anleitung. Die Kosten der Brücke setzen sich aus den von der Spannweite abhängigen Kosten der Gewölbe und denen der Pfeiler zusammen.

Die Kosten eines Pfeilers wieder lassen sich durch den Ausdruck $P_1 + P_2 l$ darstellen, worin l die Spannweite der einzelnen Oeffnungen ist. Differenzirt man nun die Kosten für 1 ^{m} Brücke nach l und setzt die Ableitung $= o$, so kann man das l entwickeln, bei welchem die Gesammtkosten ein Minimum werden. Man erhält so Ausdrücke von der Form: $l = \mu \sqrt{P_1}$.

Den Werth P_1, d. h. den konstanten Theil der Kosten eines Pfeilers, muss man für jeden gegebenen Fall ermitteln, indem man für 2 verschiedene Oeffnungsweiten die Kosten eines Pfeilers berechnet und dann 2 Gleichungen der obigen Form: $P_1 + P_2\, l = P$ ansetzt.

Der Werth μ lässt sich allgemein giltig angeben, sofern das Verhältniss der Kosten zwischen den einzelnen Arten von Mauerwerk, Verblendung usw. bekannt ist. Hoffmann setzt den Werth von 1 ^{cbm} aufgehendes Mauerwerk = 1, nimmt den Preis von 1 ^{qm} Ansichtsfläche und von 1 ^{qm} Gewölbeabdeckungs-Fläche = 0,1 an, und berechnet dann beispielsweise folgende Tabelle für den Werth μ, wenn γ den Werth von 1 ^{cbm} Gewölbemauerwerk und b die Breite der Brücke bedeutet:

[1]) Z. f. Hann. 1881. Sp. 559.

Bezeichnung der Bogenform	$b = 4$ m		$b = 8$ m	
	$\gamma = 1{,}5$	$\gamma = 2$	$\gamma = 1{,}5$	$\gamma = 2$
Segmentbogen 0,2 Pfeil	1,765	1,637	1,34	1,23
„ 0,15 „	1,65	1,54	1,26	1,165
„ 0,333 „	1,479	1,386	1,134	1,052
Halbkreisbogen . . .	1,762	1,657	1,356	1,262
Ueberhöhter Korbbogen . 0,75 Pfeil	1,27	1,196	0,979	0,912

Ferner hat Hoffmann für eine Reihe von Fällen die günstigte Oeffnungsweite und die Kosten der Brücken bei Anwendung der günstigsten Oeffnungsweite berechnet und die Ergebnisse übersichtlich graphisch zusammengestellt. Aus der Zusammenstellung ersieht man, dass die günstigste Weite von der Breite der Brücke nicht sehr beeinflusst wird. Sie ist bei 8 m breiten Brücken nur wenig grösser als bei 4 m breiten. Bei Brücken mit überhöhten Korbbögen ist sie am geringsten und zwar im Durchschnitt etwas geringer als die Höhe von Fundamentsohle bis Schienenunterkante. Die günstigste Oeffnungsweite ist grösser als die erwähnte Höhe bei Halbkreis- und Segmentbögen und erreicht sogar bei Segmentbögen von 0,2 Pfeil, wenn $\gamma = 1{,}5$ ist, und die Höhe 10 m beträgt, beinahe das Doppelte derselben.

Die günstigste Weite ergiebt sich hiernach etwas grösser als nach Ermittelungen, die beim Bau der Berliner Stadteisenbahn angestellt wurden.

Bei dieser ist für 10 verschiedene Höhen der 15,5 m breite Viadukt unter Annahme verschiedener Spannweiten und Pfeilhöhen veranschlagt worden. Dabei ergab sich:

Die Spannweite von m	mit Pfeilverhältniss	als am günstigsten für Höhen
6	1 : 4	von 6,3 m
8	1 : 6	von 7,3 bis 8,3 m
10	1 : $4^1/_2$	von 9,3 bis 10,3 m
12	1 : 4	von 11,3 bis 14,3 m
15	1 : $3^1/_2$	von 15,3 m [1]

Nach letzteren Ergebnissen würde man bei Brücken, die innerhalb der betrachteten Verhältnisse liegen, nicht sehr fehl gehen, wenn man die Spannweite gleich der (durchschnittlichen) Höhe von Fundamentsohle bis Schienenunterkante nähme. Selbstredend hängt die günstigste Spannweite noch davon ab, wie oft man ein Lehrgerüst bei einer und derselben Brücke verwenden kann. Hierfür ist entweder die Eintheilung der Brücke in Gruppen von Oeffnungen massgebend, die durch stärkere Pfeiler getrennt sind, oder das allmählich fortschreitende Einwölben, bei welchem die einzelnen Lehrgerüste, je nachdem sie frei werden, vorrücken. Wir kommen hier auf S. 313 zurück L. Hoffmann macht in seinen angeführten Aufsatz Angaben über den Einfluss der Lehrgerüste auf die Kosten und Spannweite der Brücken und giebt auch eine Tabelle über die Kosten verschiedener ausgeführter Lehrgerüste.

[1]) Z. f. B. 1884. Sp. 13/14.

β. Gruppenpfeiler.

Für die Anordnung von stärkeren Gruppenpfeilern kann ausser der Rücksicht auf die Ersparniss an Lehrgerüsten das Querprofil des zu überbrückenden Thales von Einfluss sein. Bei erheblich verschiedenen Höhen der einzelnen Theile längerer Brücken und Viadukte ist es nicht mehr vortheilhaft, die gleiche Spannweite bei allen Oeffnungen anzuwenden. Man theilt daher die Brücke durch stärkere Pfeiler in Gruppen von Oeffnungen, deren jede dann die ihrer Höhe entsprechende günstigste Spannweite erhalten kann.

Als Beispiel führen wir den Striegisthal-Viadukt an.[1])

Wo wegen der Unregelmässigkeit des Thalprofils die Brücke in Gruppen von Oeffnungen mit verschiedener Weite getheilt wird, sind stärkere und kräftiger ausgebildete Gruppen- oder Widerlagpfeiler schon aus ästhetischen Rücksichten erforderlich, da das Auge eine energische Trennung der verschiedenartigen Theile des Bauwerks verlangt. Bisweilen zeichnet man die Gruppenpfeiler nur durch grössere Stärke aus, oft aber noch durch vorgelegte Lisenen oder strebepfeilerartige Vorlagen, die bis in das Geländer oder die Brüstung hinauf ihren Einfluss geltend machen.

Eine fernere Erwägung, die selbst bei Viadukten von durchweg gleicher Höhe zur Anlage von Gruppenpfeilern führt, ist die, dass bei einer theilweisen Zerstörung der Brücke, z. B. im Kriege, das Bauwerk bis dahin vollständig umzustürzen pflegt, wo ein stärkerer Pfeiler Einhalt gebietet. Von diesem Gesichtspunkt aus bestimmt Dr. L. Bräuler[2]) die ökonomisch vortheilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler, indem er die Summe der Mehrkosten sämmtlicher Gruppenpfeiler (gegen gewöhnliche) und der Kosten einer Bauwerksgruppe zu einem Minimum werden lässt.

Es ergiebt sich dann, wenn:

K_1 die Kosten pro qm Ansichtfläche des Bauwerks,
K_2 „ „ „ cbm Mauerwerk,
L „ Gesammtlänge des Viadukts,
B „ Breite, „ „
d „ Mehrstärke eines Gruppenpfeilers

ist, die vortheilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler:

$$n = \sqrt{\frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{L}{B\,d}} - 1.$$

Diese Rechnung verliert jedoch dadurch an Werth, dass man die Wahrscheinlichkeit, ob und wann eine Viadukt-Gruppe einstürzen wird, nicht bestimmen kann.

Der Viadukt der Berliner Stadteisenbahn ist durch stärkere Pfeiler in Gruppen von 3 bis 6 (am häufigsten 5) Oeffnungen getheilt.

Ordnet man die Gruppenpfeiler nur an, um die Lehrgerüste besser auszunutzen, so braucht man sie nur so stark zu machen, dass sie den einseitigen Druck eines unübermauerten Gewölbes aushalten können. Sollen sie den an einer Stelle angebahnten Einsturz einer Brücke begrenzen, so müssen sie auf den Schub eines übermauerten und überschütteten Gewölbes berechnet werden.

Bei der Berliner Stadtbahn zeigte es sich als wünschenswerth, die einzelnen Viaduktstrecken ohne Rücksicht auf Gruppenpfeiler gleichmässig eintheilen, später aber solche an den Stellen einfügen zu können, an welchen die Umstände es vortheilhaft oder wünschenswerth erscheinen liessen. Die Gruppenpfeiler erhielten daher auf später in Angriff genommenen Strecken der Bahn am Kämpfer die gleiche Stärke wie die gewöhnlichen Zwischenpfeiler. Sie wurden nur nach unten schneller und stärker verbreitert.[3])

---

[1]) Z. f. B. 1869. Derselbe hat überhöhte Bögen. eine Mittelgruppe von 4 Bögen zu 22,7 m Weite bei etwa 44 m Höhe einschl. Fundament und 3 Gruppen von je 3 Bögen zu 17 m Weite, bei etwa 33 m mittlerer Höhe.

[2]) D. Bztg. 1876. S. 309.

[3]) Wie verschiedener Ansicht man noch über die Nothwendigkeit oder den wesentlichsten Zweck der Gruppenpfeiler ist, geht aus zwei Aeusserungen hervor, die sich diametral gegenüber stehen.

L. Hoffmann (Z. f. Hann. 1881. Sp. 569) sagt bei der Besprechung des Einflusses, den die Lehrgerüste auf die Gesammtkosten der Brücke haben: „Wenn die Bauzeit es erlaubt, wird

γ. Stärke der Zwischenpfeiler.

Diese ist — die Kenntniss der Festigkeit des zur Verfügung stehenden Materials voraus gesetzt — aus den Belastungen und den zulässigen Inanspruchnahmen zu bestimmen. Doch ist es erwünscht, einigen Anhalt für den Vorentwurf an ausgeführten Beispielen zu haben.

Bei Strombrücken findet man in der Regel die Pfeilerstärke am Kämpfer in Verhältniss gesetzt zu der Spannweite (lichten Weite) der Oeffnungen. Tabellen über diese Verhältnisse von ausgeführten Bauwerken finden sich in allen Handbüchern und Sammelwerken. Wir stellen daher hier nur einige charakteristische Beispiele zusammen: s bedeutet die Pfeilerstärke am Kämpfer, w die Spannweite (lichte Weite) einer Oeffnung.

Man sieht aus dieser Tabelle, dass Zwischenpfeiler, deren Kämpferstärke weniger als $^1/_9$ der Spannweite beträgt, selten sind. Brücken, welche $^1/_9$ bis $^1/_8$ aufweisen, sind als ökonomisch, ja schon als kühn zu bezeichnen und empfehlen sich zur Nachahmung. Die Mehrzahl der bisher aufgeführten Brücken hat Pfeilerstärken zwischen $^1/_8$ und $^1/_5$ der Spannweite. Brücken mit noch stärkeren Pfeilern haben nur historisches Interesse. Als ein besonders auffallendes Beispiel in dieser Richtung ist die alte Elbe-Brücke in Dresden in die Tabelle aufgenommen worden.

No.	Bezeichnung der Brücke	Pfeilerstärke am Kämpfer s	Spannw. (lichte Weite) einer Oeffnung w	$\frac{s}{w}$	Quelle der Angaben.
1.	Brücke des Andelys . .	3,5	34	1 : 9,7	Nouv. ann. 1878. Sp. 104.
2.	Jena-Brücke (Paris) . .	3,0	28	1 : 9,3	
3.	Seine-Brücke in Neuilly .	4,22	38,98	1 : 9,2	
4.	Tilsit-Brücke (Lyon) . .	2,5	22,8	1 : 9	
5.	Neckar-Brücke b. Ladenbrg.	3,0	27	1 : 9	
6.	Loire-Brücke b. Chalonnes	3,5	30	1 : 8,6	
7.	Brücke Napoléon III. (Paris)	4	34,5	1 : 8,6	
8.	Brooks-Brücke (Hamburg)	1,79	14,81	1 : 8,27	
9.	Viadukt d. Berl. Stadtbahn	1,25	10	1 : 8	
10.	Loire-Brücke bei Plessis-les-Tours	3,0	24	1 : 8	
11.	Viadukt d. Berl. Stadtbahn	1,9	15	1 : 7,9	
12.	Viadukt d. Berl. Stadtbahn[1])	1,6	12	1 : 7,5	
13.	Viadukt d. Berl. Stadtbahn	1,15	8	1 : 7	
14.	Mulde-Brücke b. Freiberg .	3,96	25,5	1 : 6,4	Z. f. B. 1869 Sp. 208.
15.	Eger-Brücke b. Eger . .	3,4	19,8	1 : 5,8	
16.	Mosel-Brücke b. Conz . .	3,77	21,97	1 : 5,8	
17.	Loire-Brücke b. Orléans .	5,85	32,48	1 : 5,6	
18.	Brücke d. Pegnitz-Thalbahn	2,4	12	1 : 5	Allg. Bztg. 1884.
19.	Alte Elbe-Brücke in Dresden (etwa)	9,4	15,7	1 : 1,7	

es sich wohl oft als vortheilhaft heraus stellen, das Bauwerk in eine grössere Zahl von „Gruppen" zu theilen, als es gewöhnlich geschieht. Bei einer Reihe von Viadukten der Westerwald-Bahn wechseln z. B. die gewöhnlichen Zwischenpfeiler mit den stärkeren. Es sind also immer zwei Oeffnungen zu einer Gruppe zusammen gefasst".

Dagegen Mehrtens (Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 234): „Wenn heutzutage bei einer grösseren Brücke noch Gruppenpfeiler zur Ausführung kommen, so hat dies meistens den Zweck, die gänzliche Zerstörung der Brücke im Falle eines Krieges bei Sprengung zu verhüten".

Die Entscheidung, ob man — abgesehen von dem letzteren Beweggrund — der Gruppenpfeiler entrathen kann oder will, wird aber noch wesentlich davon abhängen, ob man eine längere oder kürzere Zeit nach dem Schluss des Gewölbes mit dem Ausrüsten warten zu müssen glaubt. Wir verweisen deshalb auf S. 329.

[1]) Die angegebenen Maasse der Berliner Stadtbahn sind die der wirklichen Ausführung, welche wegen der Pfeilerdurchbrechungen, Entwässerungsschächte usw. stärker genommen werden mussten, als die theoretische Ermittelung für ganz normale Verhältnisse sie ergaben. Nach letzterer war:

s	w	$\frac{s}{w}$
1,2	12	1 : 10
1,0	10	1 : 10
1,6	15	1 : 9,4
1,0	8	1 : 8

(Z. f. B. 1884. Sp. 11, 12.)

Um den Angriffen des Wassers der Schiffahrt und des Eises in grossen, beziehungsweise reissendenden Strömen entgegen zu wirken, wird es sich mehr empfehlen, grosse Oeffnungen (welche dann schon von selbst stärkere Pfeiler bedingen), scharfe Vorköpfe, Eisbrecher und dergleichen anzuwenden, als kleine Brückenöffnungen mit starken Pfeilern zu versehen. Ein unmittelbarer Einfluss der Stromgeschwindigkeit auf die obigen Verhältnisszahlen dürfte daher kaum nachweisbar sein.

Ebenso wenig erscheint eine Abhängigkeit der oberen Pfeilerstärke von der Pfeiler-Höhe begründet, da für die Standfähigkeit hoher Pfeiler, abgesehen von der Absteifung durch zwischengespannte Bögen (Etagen-Viadukte), nur eine entsprechende Verbreiterung der Grundfläche erforderlich ist, welche man durch sprungweise oder allmähliche Zunahme (Anlauf) der Pfeilerstärke und Breite (oder Länge) erreichen kann. Dennoch findet man bei hohen Brücken (Viadukten) die obere Pfeilerstärke im Verhältniss zur lichten Weite der Oeffnungen im allgemeinen grösser, als bei niedrigen Brücken. Aus der folgenden Tabelle geht hervor, dass das Verhältniss $\frac{s}{w} = \frac{1}{7}$ hier schon ein sehr kleines ist, während die Verhältnisse $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{4}$ die Mehrzahl der guten ausgeführten Beispiele zu umfassen scheinen, und auch Verhältnisse bis $^1/_3$ nicht selten vorkommen.

Bezeichnung des Viadukts	s	w	$\frac{s}{w}$	Höhe des Viadukts über Thalsohle (Flusssohle) m	Anzahl d. Stockwerke d. Viad.	Quelle der Angaben.
Diemel-Viadukt (Warburg)	2,197	16,007	1 : 7,3	26,7	1	
Comelle b. Chantilly . .	2,7	19,0	1 : 7	38,5	1	
Lockwood (England) . .	1,36	9,12	1 : 6,7	40,3 v. Fundam. Sohle	1	
Ruhr-Viadukt b. Herdecke	3,0	20	1 : 6,67	30,45	1	Z. f. Bauk. 1881.
Fulda-Brücke b. Kragenhof	3,1	20,4	1 : 6,6	36	1	Z. f. B. 1869. Sp. 208. u. B. f. Hann. 1858.
Suize-Viadukt b. Chaumont	1,6	10,0	1 : 6,25	50,0	3	
Hennebont	3,6	22,0	1 : 6,1	25,0	1	
Viadukt von Mirville . .	1,55	9,2	1 : 6	32	1	Nouv. ann. 1857.
„ „ Barentin . .	2,7	15	1 : 5,56	33	1	
„ „ Malaunay .	2,7	15	1 : 5,56	25	1	
„ „ Striegisthal .	4,53	22,64	1 : 5	38,5	1	Z. f. B. 1869.
Marne-Viadukt b. Nogent (die kleinen Oeffnungen)	3,0	15,0	1 : 5	—	1	
Hennebont	2,0	10,0	1 : 5	—	1	
Göltschthal	2,85	14	1 : 4,9	77,8	4	Becker. — Nouv. ann. 1857 u. Z. f. B. 1855.
Elsterthal	5,85	28,3	1 : 4,82	70	2	
Rouchat	5,2	25,0	1 : 4,8	55,0	1	
Daoulas	3,8	18,0	1 : 4,7	37,5	1	
Aulne	4,8	22,0	1 : 4,6	52,5	1	
Pont de Buis . . .	4,0	18,0	1 : 4,5	40,0	1	
Auray	3,3	15,0	1 : 4,5	27,6	1	
Gouëdie	3,5	15,0	1 : 4,3	36,12	1	
Dinau (Strafsen-Viadukt) .	4,0	16,0	1 : 4	44,0	1	
Morlaix	4,25	15,5	1 : 3,6	56,74	2	
Combe de Fin	3,5	12,0	1 : 3,4	43,5	2	
La Gartempe	5,0	15,0	1 : 3	53,2	2	

Dass das Verhältniss der oberen Pfeilerstärke zur Pfeilerhöhe noch weniger Anhalt für das Entwerfen giebt als dasjenige zur Oeffnungsweite, zeigt

eine Tabelle, welche Heinzerling[1]) als Uebersicht über 12 einstöckige Viadukte mit den schlanksten Pfeilern mittheilt. Das erwähnte Verhältniss schwankt dort zwischen 1 : 23 und 1 : 5,6.

Was die Kämpferstärke der Gruppenpfeiler betrifft, so erwähnten wir schon, dass bei der Berliner Stadtbahn Gruppenpfeiler ohne grössere Kämpferstärke, als die der gewöhnlichen Zwischenpfeiler hergestellt sind. Etwas Aehnliches liegt bei dem 32 m über Thalsohle hohen Viadukt von Lusignan[2]) vor, bei welchem eigentliche Gruppenpfeiler nicht gebildet sind, aber einzelne Pfeiler mit Strebepfeilern versehen sind.

Im allgemeinen hat man bisher den Gruppenpfeilern auch am Kämpfer eine grössere Stärke gegeben, als den übrigen Zwischenpfeilern. Bei den älteren Theilen der Berliner Stadtbahn beträgt sie $^1/_5$ bis $^1/_4$ der Spannweite, beim Striegisthal-Viadukt und beim Ruhr-Viadukt bei Herdecke $^1/_{3,33}$ derselben. Bei 5 französischen Viadukten schwankt dies Verhältniss zwischen $^1/_{2,4}$ und $^1/_{3,8}$.

δ. Anlauf der Pfeilerflächen.

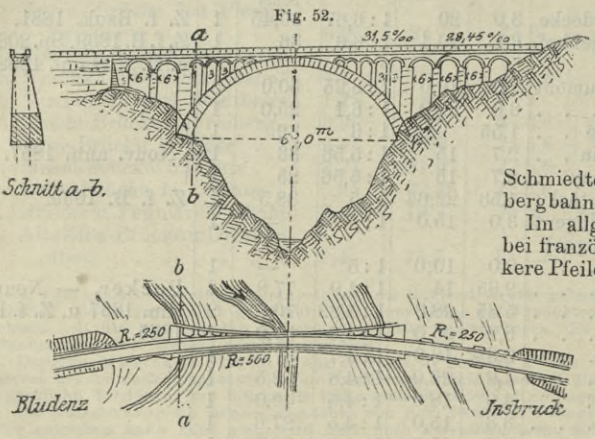
Die erforderliche Zunahme der Stärke der Zwischenpfeiler vom Kämpfer zum Fundament hinab lässt sich in natürlichem Stein sehr leicht herstellen, indem man die Aussenflächen etwas gegen das Loth geneigt stellt (ihnen einen Anlauf giebt).

Die stärkste bisher angewendete Abweichung vom Loth beträgt wohl $^1/_8$ der Höhe (im unteren Theil des Viaduktes von Combe de Fin.[3]) Die Viadukte von Morlaix und Gouëdie haben unten $^1/_{10}$ oben $^1/_{12}$. Der Viadukt von Rouchat hat einen Anlauf der Stirn von $^1/_{33}$, einen solchen der inneren Pfeilerflächen von $^1/_{50}$, während die den Pfeilerstirnen vorgelegten Strebepfeiler einen Anlauf von $^1/_{14}$ haben.

Bei dem Viadukt von Vezouillac[4]) (gröfste Höhe 44,5 m) haben die Pfeiler einen kurvenförmigen Anlauf, der so bestimmt ist, dass der Druck für 1 qcm in jeder Höhe möglichst gleichbleibend 6 kg ist.

Die Bauwerks-Stirn vom Gewölbekämpfer an aufwärts macht man meist senkrecht oder giebt ihr wenigstens einen schwächeren Anlauf als den Pfeilerstirnen. Praktische Bedenken, der Gewölbestirn einen beliebig starken Anlauf zu geben, liegen nicht vor. Ein Beispiel, in welchem man hiervon in ausgedehntem Maasse Gebrauch machen wollte, ist die (leider nicht zur Ausführung gekommene) Schmiedtobel-Brücke der Arlbergbahn, Fig. 52.[5])

Fig. 52.



Im allgemeinen findet man bei französischen Brücken stärkere Pfeiler-Anläufe als bei deutschen und englischen, (der Ruhr-Viadukt bei Herdecke hat $^1/_{50}$, die Pfeiler der (eisernen) Elbe-Brücke bei Barby haben Anlauf 1 : 20) [Z. f. B. 1883, Sp. 299].

Für die Standfähigkeit des Bauwerks ist ein starker Anlauf jedenfalls von Nutzen. Er wirkt auch ästhetisch günstig, indem er im Beschauer den Ein-

---

[1]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1, S. 128.
[2]) Morandière.
[3]) Morandière.
[4]) Z. f. Bauk. 1880. S. 223.
[5]) Centr.-Bl. d .B. 1882, S. 155.

druck der Sicherheit hervor ruft. Er erfordert aber durchaus wetterbeständiges Material, da die geneigten Flächen mehr dem Verwittern ausgesetzt sind als die senkrechten.

Mit Rücksicht auf die erforderliche und nicht immer vorhandene Wetterbeständigkeit des Materials und die Schwierigkeiten der Ausführung vermeidet man bei Ziegelmauerwerk häufig den Anlauf und stellt die Verstärkung der Pfeiler nach unten durch Absätze dar, deren Oberfläche man durch Klinker-Rollschichten oder Hausteine abdeckt und gegen die Witterung schützt.

Will man aus Ziegeln Wandflächen mit Anlauf herstellen, was an den rechtwinklig zur Brückenaxe stehenden und also durch die Gewölbe geschützten Seiten der Zwischenpfeiler häufiger geschieht als an den Stirnen, so könnte man die Lagerflächen der Verblendung senkrecht zur Aussenfläche und also gegen den Horizont geneigt anordnen. Der Uebergang zu den wagrechten Schichten des Pfeiler-Innern würde sich bei der immerhin geringen Neigung der Aussenflächen leicht bewirken lassen. Doch würden an den Ecken Schwierigkeiten im Verbande entstehen, welche nur durch Benutzung von Formsteinen vollkommen zu lösen sind.

Man wendet daher die eben beschriebene Ausführungsart wohl nur bei Flügelmauern an und zieht es bei Zwischenpfeilern vor, den Anlauf dadurch herzustellen, dass man jede der wagrechten Schichten um das erforderliche Maass gegen die darunter liegende zurück springen lässt. Allerdings sind die vortretenden Steinkanten dann ganz besonders der Verwitterung ausgesetzt.

ε. Mehrstöckige Viadukte.

Ueber die Nothwendigkeit mehrer Bogenstellungen über einander (Etagen, Stockwerke) bei hohen Brücken (Viadukten) gehen die Ansichten auseinander.

In neuerer Zeit hält man wohl kaum, oder höchstens bei sehr grossen Höhen noch die Anwendung mehrer Stockwerke für geboten.[1]) Der Rouchat-Viadukt mit 55^{m} Höhe ist z. B. einstöckig. In der That dürfte die Verschwächung, welche hohe, zunächst frei stehend entworfene Pfeiler bei Einschaltung einer oder zweier mittlerer Bogenstellungen erfahren dürfen, kaum den durch diese Bogenstellungen selbst veranlassten Mehraufwand aufwiegen. Es kommt hinzu, dass diese Bogenstellungen, welche man als Laufstege behufs Beaufsichtigung und Ausbesserung der Pfeiler herstellt, Durchbrechungen und somit Verschwächungen dieser bedingen, dass sie selbst den Einflüssen der Witterung sehr ausgesetzt sind, und dass sie die Winddruckfläche des Viadukts vermehren. Dass sie die Zugänglichkeit der einzelnen Theile des Bauwerks erleichtern, muss freilich als ein Vortheil der Zwischenbögen angeführt werden, z. B. bei dem dreistöckigen Viadukt von Chaumont.[2])

Als den bedeutendsten, mehr- (vier-) stöckigen Viadukt führen wir den Göltzschthal-Viadukt an,[3]) als gute Beispiele zweistöckiger Viadukte den Goelthal-Viadukt und den Fleurythal-Viadukt[4]) (letzterer ist architektonisch sehr wirkungsvoll gestaltet, macht jedoch mehr den Eindruck eines auf einer niedrigen durchbrochenen Mauer errichteten einstöckigen Viadukts).

ζ. Hohlräume in den Pfeilern.

In England ordnet man vielfach nicht allein in den Widerlagern, sondern auch in den Zwischenpfeilern gewölbter Brücken schornsteinartige Hohlräume an, um an Material zu sparen, bezw. um mit einer gewissen Materialmenge eine möglichst grosse Stabilität zu erreichen. Von Zeit zu Zeit deckt man die Hohlräume durch wagrecht durchbindende Schichten oder kleine Gewölbe ab.[5]) Die Mauermassen trocknen bei dieser Anordnung schneller aus, als wenn sie voll gemauert werden. Den Vortheilen steht nur der Nachtheil gegenüber, dass

---

[1]) Heinzerling empfiehlt einstöckige Zwischenpfeiler. (Handb. der Ing. Wiss II. 1. S. 134.)
[2]) Handb. d Ing.-Wiss. II. 1. Taf. VII.
[3]) Becker, Brückenbau, Taf. XI.
[4]) Handb. d. Ing. Wiss. II. s. Taf. XXIII.
[5]) Man sehe den Ballochmyle-Viadukt (Handb. d. Ing.-Wiss. II. s. Taf. VII) und G. Meyer über englische Eisenbahnbrücken (Z. f. Hann. 1862. S. 281.

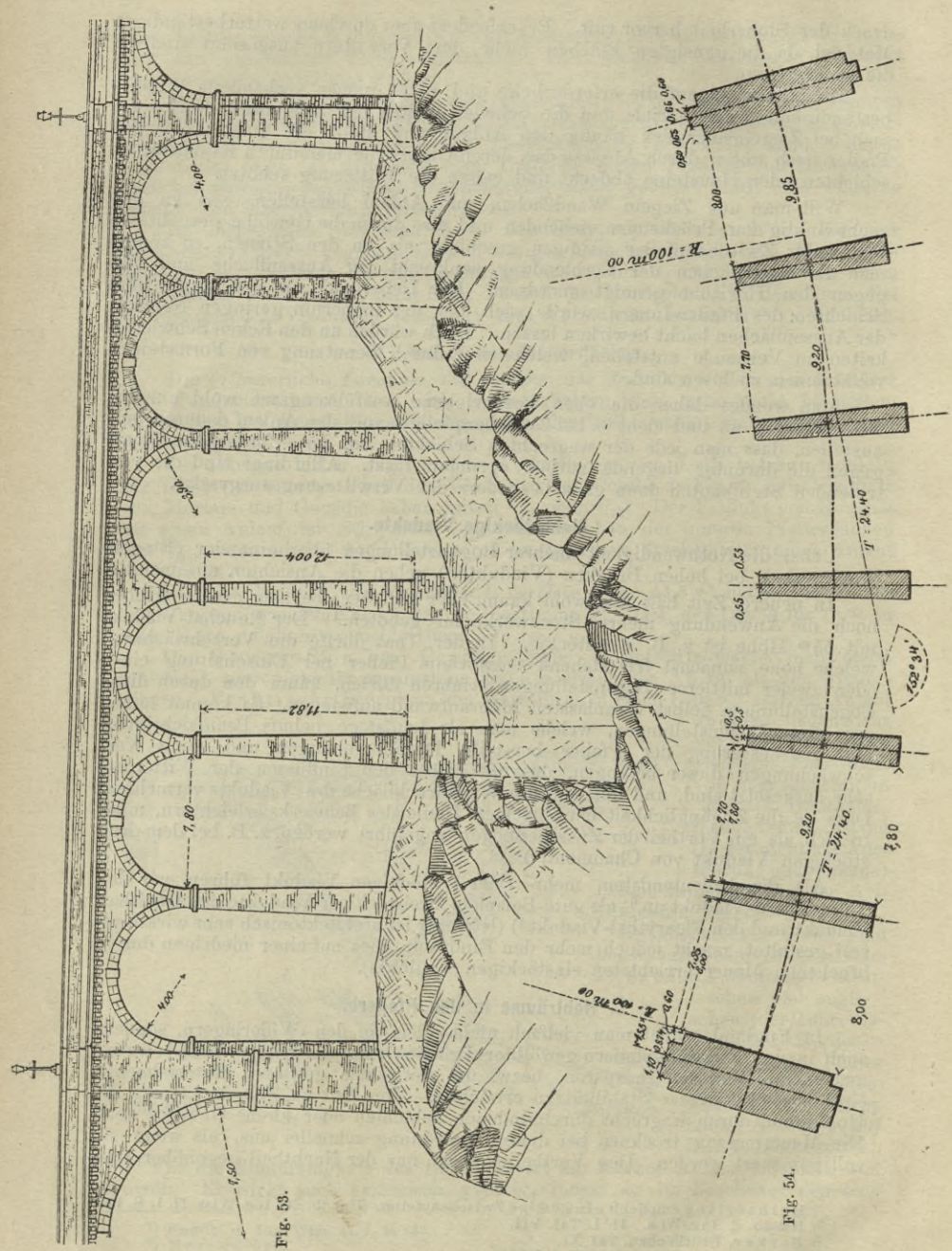

4,00
4,00
12,00
11,82
7,80
4,00
7,50
R = 100m,00
R = 100m,00
9,85
8,00
9,20
7,70
T = 24,40
0,55
0,55
152°34'
9,20
7,70
7,80
T = 20,40
7,80
8,00
0,40
7,35
0,60
1,40
0,55
0,55

Fig. 53.

Fig. 54.

der Einheitspreis für die Ausführung des Mauerwerks durch die anzulegenden Höhlungen wächst. Das mag wohl der Grund sein, warum sich diese Bauweise ausserhalb Englands wenig verbreitet hat.

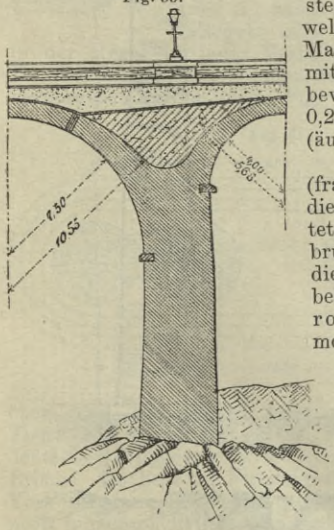
η. Ausführung des Pfeilermauerwerks.

Im Anschluss an den die Gründungen behandelnden besonderen Theil dieses Handbuches haben wir hier nur den Aufbau der Pfeiler und Widerlager oberhalb des Fundaments zu betrachten.

An Materialien kommen natürliche Steine (Hausteine oder Quader- und Bruchsteine) und Ziegelsteine in Betracht. Hinsichtlich der Bindemittel (des Mörtels) sei bemerkt, dass beim Brückenbau nur hydraulischer Mörtel verwendet werden sollte. Denn selbst wo das Mauerwerk ausserhalb des Wassers bleibt und nicht, wie bei Widerlagern und Flügeln mit dem feuchten Erdreich fortwährend in Berührung steht, kann Luftmörtel wegen der meist grossen Stärke der Mauerkörper, welche den Zutritt der Luft zum Innern hindert, oft nicht vollkommen erhärten. Wo die Beschaffung hydraulischen Kalkes zu theuer wird, sollte man daher dem Luftmörtel stets einen Zementzusatz geben (mindestens etwa 1 R. Th. Zement, 7 Th. Kalkbrei 16 Th. Sand).

Quadermauerwerk aus festen, wetterbeständigen Steinen mit gleich starken, durchgehenden Schichten, muss als das vollkommenste Mauerwerk bezeichnet werden. Doch kommt es seiner Kostspieligkeit wegen, abgesehen von den Gewölben, selten vor.

Fig. 55.



Unter Quadern (Hausteinen, Werksteinen) verstehen wir grössere, regelmässig bearbeitete Steine, welche nicht mehr von einem, auch nicht von zwei Maurern mit Hand gehoben werden können, sondern mit Hilfe von Brechstangen, Rollen oder Krahnen bewegt werden müssen. Sandsteine, deren Maasse 0,25 . 0,3 . 0,5^{m} betragen, würden etwa an dieser (äussersten) Grenze stehen.

Kleinere natürliche Steine heissen Bruchsteine (franz.: moëllons). Und zwar verstehen wir unter diesem Sammelnamen nicht nur die ganz unbearbeiteten Steine, welche roh, wie sie aus dem Steinbruch kommen, vermauert werden, sondern auch die mehr oder weniger sorgfältig parallelepipedisch bearbeiteten, welche zum Unterschied von den rohen Bruchsteinen: Schichtsteine (franz: moëllons piqués [1]) oder, wenn sie in der äusseren Mauerfläche sichtbar werden, Mantelsteine genannt werden.[2])

Als gute ältere Beispiele von Schichtstein-Mauerwerk können die Eisenbahn- und Strassenviadukte in unmittelbarer Nähe der Stadt Luxemburg angeführt werden, von welchen, da sie wenig bekannt sind, wir einige ausführlichere Abbildungen hier mittheilen, Fig. 53 bis 56.

Quadern werden in Schichthöhen von in der Regel 0,3 bis 0,6^{m} mit Lagerfugen von 10 bis 20^{mm} und meist etwas schwächeren Stossfugen versetzt. Man ist bis auf 4 bezw. 2^{mm} Fugenstärke hinab gegangen (Enz-Viad.[3]); doch

---

[1]) Als ausnahmsweise grosse „moëllons" führen wir diejenigen der Gewölbestein-Ringe der Strafsenbrücke über die Vienne in St. Romain (Morandière, Bl. 100) an, deren Maasse 0,5. 0,5. 0,19^{m} sind. Ein solcher Stein muss etwa 110^{kg} wiegen.

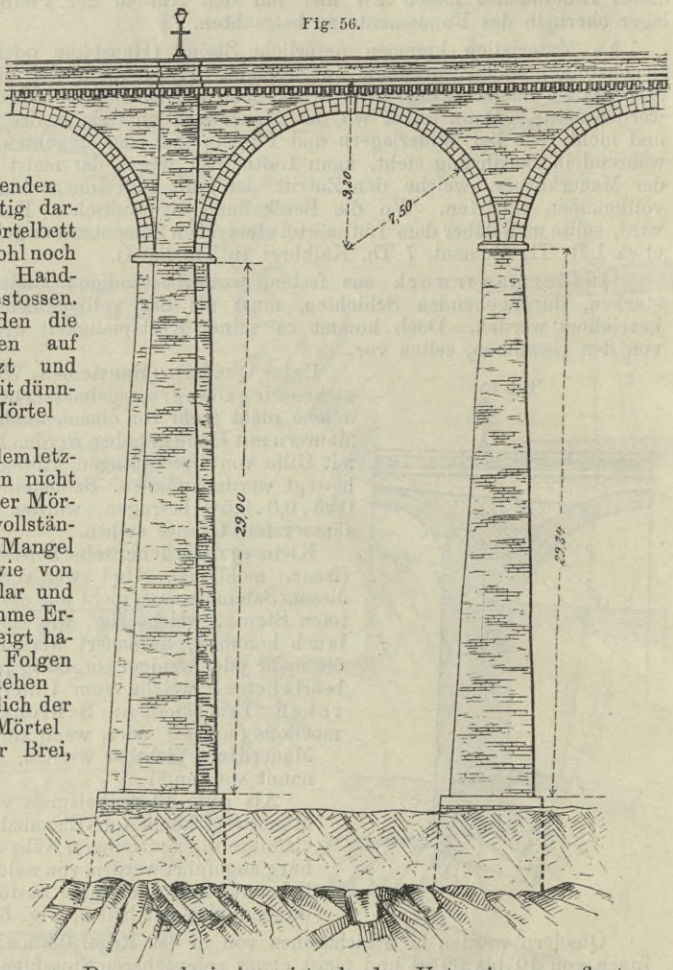
[2]) Vergl. den Aufsatz des Verfassers über Ausführung von Bruchstein-Mauerwerk in d. D. Bztg. 1878. S. 13. Derselbe könnte, da er im Hinblick auf eine örtlich begrenzte Bruchsteinbauweise entstanden ist, die irrige Anschauung erwecken, als würden Bruchsteine nie in grösseren Abmessungen verwendet, als dass sie von einem oder zwei Maurern mit den Händen (ohne Hebewerkzeuge) versetzt werden könnten. Sehr grosse rauhe Bruchsteine sind bei den Bauwerken der Arlbergbahn zur Anwendung gekommen.

[3]) Handb. d. Ing. W. II. s. S. 231.

empfiehlt sich das nicht. Die Grösse der Quadern überschreitet selten 1 cbm. Steine, die über 1,5 oder selbst 2 cbm hinaus gehen, gehören zu den Ausnahmen.[1])

Steine, deren Gewicht 250 bis 350 kg nicht überschreitet, werden gewöhnlich mit Hilfe von Brechstangen, hölzernen Rollen usw., also, so zu sagen, aus freier Hand versetzt, während dies bei schwereren Steinen mit Krahnen, an welchen die Steine mittels des Wolfs oder Kranztaues aufgehängt werden, geschieht.

Fig. 56.



Die Mörtelbettung wird entweder vor dem Versetzen der Steine aufgetragen und werden die am Krahn hängenden Steine sorgfältig darauf auf das Mörtelbett gesetzt, auch wohl noch mit hölzernen Handrammen festgestossen. Oder es werden die Steine trocken auf Keile versetzt und nachträglich mit dünnflüssigem Mörtel nntergossen.

Da man bei dem letzteren Verfahren nicht sicher ist, ob der Mörtel die Fugen vollständig ausfüllt, ein Mangel hierin aber, wie von vorn herein klar und wie auch schlimme Erfahrungen gezeigt haben, sehr üble Folgen nach sich ziehen kann,[2]) da endlich der dünnflüssige Mörtel dem als steifer Brei, mit der passenden Wassermenge angemachten an Güte nachsteht, so verdient das Versetzen in die satte Mörtelbettung den Vorzug. Da es schwieriger ist als das Untergiessen, pflegt es wohl zu unterbleiben, wenn nicht die Bauverwaltung mit Energie darauf hält.

Ein Mittel, die Lagerfugen trocken versetzter Quader nachträglich mit Mörtel zu füllen, besteht darin, dass man den Mörtel mit sägeförmigen Kellen

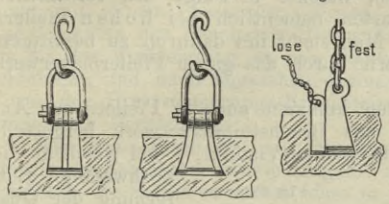
---

[1]) An den Kämpfern der Dora-Brücke in Turin sollen Steine von 7 cbm Inhalt vorkommen. — Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 232. Sehr grosse Quadern (häufig über 10 t wiegend) weist die Viktoria-Brücke b. Montreal auf. Z. f. B. 1860. S. 545.

[2]) Eine Strassenüberführung der Pariser Gürtelbahn am Bahnhof Belleville-Villette, deren Eisenkonstruktion auf steinernen Säulen ruhte, erforderte im Jahre 1869 umfangreiche Ausbesserungen, weil die Steintrommeln in Folge mangelhafter Ausfüllung der Fugen mit Mörtel Risse bekommen hatten.

hinein stösst. Auch dies ist indessen mühevoll und erfordert Gewissenhaftigkeit der Arbeiter und strenge Aufsicht.

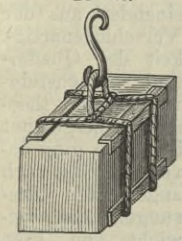
Fig. 57. Fig. 58. Fig. 59.



Die Grundregel des Mörtelverbandes: dass in zwei über einander liegenden Schichten die Fugen nicht zusammen fallen dürfen, ist beim reinen Quaderbau leicht zu erfüllen.

Als Bindemittel werden ausser dem Mörtel noch Dübel und Klammern angewendet.[1]) Wir verweisen dieserhalb auf S. 140, Bd. I des D. Bauhandb., können jedoch dem „mechanischen Verband" eine so hohe Bedeutung für den Brückenbau nicht beimessen, wie ihm dort im Hochbau beigelegt wird. Er kommt an besonders ausgesetzten Stellen, z. B. Vorköpfen vor, oder wenn 2 Binder in der Mitte des Pfeilers zusammen stossen und zu einem durch den ganzen Pfeiler durchgehenden Binder fest mit einander verbunden werden sollen, oder an besonders kühnen Bauwerken, z. B. den schlanken, aufgelösten Pfeilern der von Perronet erbauten, gewölbten Oise-Brücke in St. Maxence, Fig. 61.

Fig. 60.



Häufiger als das vollständige Quadermauerwerk kommt bei Brückenpfeilern die Quader-Verblendung vor, während der eigentliche Körper des Pfeilers, durch Füllmauerwerk aus Ziegeln oder Bruchsteinen gebildet wird. Hierbei wechseln in der Regel in jeder Verblend-Schicht Läufer und Binder mit einander ab. Der Binder jeder folgenden Schicht kommt über die Mitte des Läufers der vorhergehenden zu liegen Fig. 62.

Fig. 61.

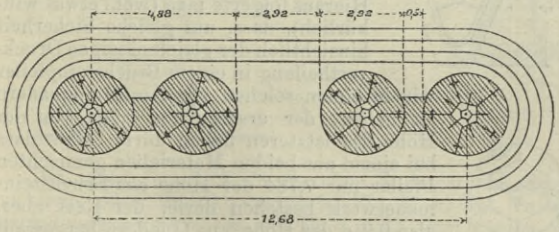
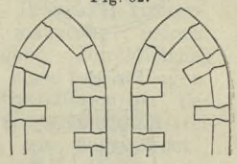


Fig. 62.



Die hier gezeichnete Verankerung der Läufer findet man bei französischen Brücken, bei welchen man dem Mörtel mehr vertraut, meistens nicht (Beispiele: Brücke von Tours, Fig. 63, und St. Maur, Fig. 64, [nach Morandière]). Auch bei neueren deutschen Brücken wird sie in der Regel fortgelassen (Beispiel: Humboldthafen-Brücke der Berliner Stadteisenbahn, Fig. 65, bei welcher die Läufer an den Vorköpfen nur scheinbar durch die Binder verankert sind, da die Stossfugen noch immer nach innen konvergiren).

Als Beispiel einer kühnen Pfeilerkonstruktion der neuesten Zeit sind hier die Pfeiler der Spreebrücke bei Bellevue der Berliner Stadteisenbahn, Fig. 66, anzuführen, wenngleich sie keiner gewölbten Brücke, sondern einer solchen mit eisernem Ueberbau angehören. —

Die Schichten der Pfeilerverblendung darf man nicht zu hoch machen, da sonst das Missverhältniss zwischen der Mörtelmenge in der Verblendung und im Kern des Pfeilers zu gross wird. Die mitgetheilten Verblendquader der Stadtbahn entsprechen in ihrer Höhe 5 Ziegelschichten der Hintermauerung. Stehen zur Hintermauerung Bruchsteine zur Verfügung, die in starken Lagen brechen, so kann man die Verblendquader-Schichten entsprechend höher als bei

[1]) Klammern bei der Waag-Brücke bei Tornocz (A. B. Z. 1871).

der Stadtbahn wählen. Eine Schichthöhe der Verblendung von 0,6m dürfte jedoch auch in solchem Fall selten überschritten werden.[1])

Immerhin haftet an dem Mauerwerk mit Quaderverblendung der Uebelstand mangelnder Gleichartigkeit (Homogenität), welcher in Folge des verschieden starken Setzens der beiden Mauerwerksarten namentlich bei hohen Pfeilern gefährlich, ja verderblich werden kann. Man sucht ihn dadurch zu beseitigen, dass man einzelne Schichten aus Quadern durch das ganze Pfeilermauerwerk reichen lässt.[2])

Diese durch gehenden Quaderschichten kommen auch in Pfeilern zur Anwendung, die ohne Quaderverblendung aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt werden. Ein Beispiel hierfür ist der Striegisthal-Viadukt,[3]) bei welchem die nothwendige Entfernung der Quaderschichten von einander aus der Verschiedenartigkeit des Quader- und Bruchsteinmauerwerks theoretisch hergeleitet ist. Man ging davon aus, dass nach angestellten Messungen das Gewicht von 1 cbm Bruchstein zu dem von 1 cbm Bruchsteinmauerwerk sich verhält wie 1 : 0,784, während man dasselbe Verhältniss bei Sandsteinquadern wie 1 : 1 annehmen zu dürfen glaubte. Hieraus folgerte man (wohl etwas willkürlich), dass, um gleiche Sicherheit hinsichtlich der gleichmässigen Druckvertheilung in einem Bruchsteinpfeiler wie in einem solchen von Sandsteinquadern zu haben, der erstere nur 0,784 von der Höhe des letzteren haben dürfe, oder dass bei einem aus beiden Materialien gemischten Pfeiler nur 0,784 der Höhe aus Bruchsteinmauerwerk bestehen dürfe, der Rest aber, also 0,216 der Höhe, aus Quadern hergestellt werden müsse. Nachdem aus praktischen Rücksichten die Stärke der Quaderschichten zu 0,566 m angenommen war, ergab sich dann die Eintheilung. Doch ist bei den höchsten (12,7 m) Pfeilern der Abstand der Quaderschichten im Verhältniss der Druckzunahme vom Kämpfer nach dem Sockel abnehmend angeordnet. Er beträgt am Sockel etwa 1,79 m, am Kämpfer etwa 2,5 m.

Fig. 63.

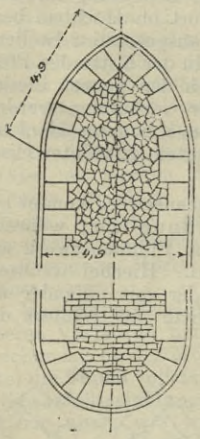


Fig. 64.

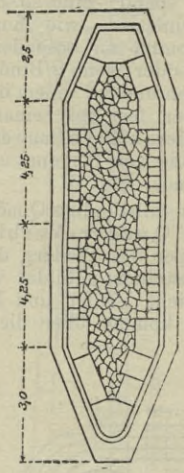


Fig. 65.

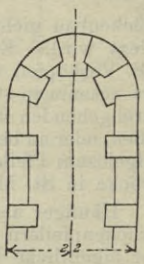
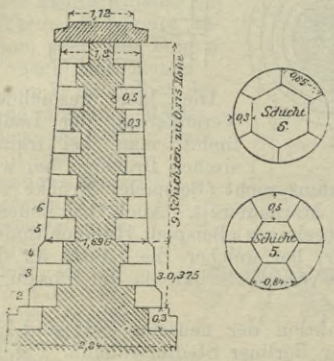


Fig. 66.



In der Regel begnügt man sich mit einer gleichmässigen Vertheilung der Quaderschichten über die Pfeilerhöhe.

Ein anderes Mittel zur möglichsten Einschränkung der Ungleichartigkeit besteht in der Annahme sehr geringer Schichthöhen für die Verblendung. Die

[1]) Etwa 0,6 m hohe Verblendschichten, auf welche je zwei Schichten der Bruchstein-Hintermauerung kommen, hat die Mosel-Brücke bei Pfalzel.

[2]) Elbe-Brücke bei Aussig, Verblendquader-Schichthöhe rund 0,5 m. Jede vierte Quaderschicht bindet durch (A. B. Z. 1874). Ruhr-Viadukt bei Herdecke: In den Bruchsteinpfeilern bindet von 3 zu 3 m Höhe immer eine 0,4 m starke Quaderschicht durch.

[3]) Z. f. B. 1869, Sp. 209.

besonders in Frankreich und den angrenzenden deutschen Rheinlanden übliche sog. Moellons-Technik macht von diesem Mittel Anwendung. Die Verblendschichten sind 15 bis 25, in der Regel 20 cm hoch. Die Steine können nicht mehr als Quader bezeichnet werden; sie sind besser bearbeitete Bruchsteine, welche man mit einem passenden Namen als Schichtsteine bezeichnen kann. Die Schichten der Bruchstein-Hintermauerung pflegen auch hier noch niedriger als die der Verblendung zu sein (häufig gleich der halben Höhe der Verblendschichten), und auch abgesehen davon enthalten sie wegen der unregelmässigen Form der Hintermauerungs-Bruchsteine viel mehr Mörtel als die regelmässig bearbeitete Verblendung.

Man kann diese Art von Mauerwerk verbessern, wenn man im Aeusseren die gleiche Schichtentheilung aufgiebt und, unter Zulassung niedriger Verblendschichten, die Steine so sortirt, dass in jeder einzelnen Schicht durch den ganzen Pfeilerquerschnitt hindurch gleich starke Steine vorkommen. Lässt man dann noch die Hintermauerungssteine etwas bearbeiten, so kann man bei geeignetem, lagerhaftem Material ein Bruchsteinmauerwerk erzielen, welches dem reinen Quader- oder Ziegelmauerwerk an Gleichartigkeit nicht nachsteht und bei welchem selbst bei hohen Pfeilern die Einlegung durchbindender Quaderschichten entbehrlich ist.

In dieser Weise sind die bis 25 m hohen, schlanken Pfeiler der Kreuzgraben-Viadukte (mit eisernem Oberbau) der Fischbachbahn erbaut, während schon früher bei französischen Viadukten (Dinan und Chaumont) gleich hohe Schichten in der Verblendung und der Bruchstein-Hintermauerung, jedoch ohne Durchführung einer regelmäfsigen Grundform bei den Hintermauerungssteinen, angewendet sind.[1])

Fig. 67.

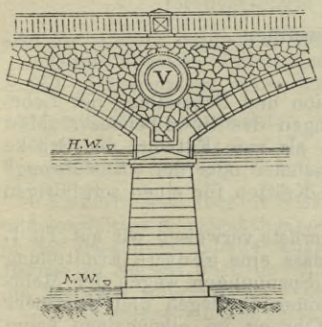
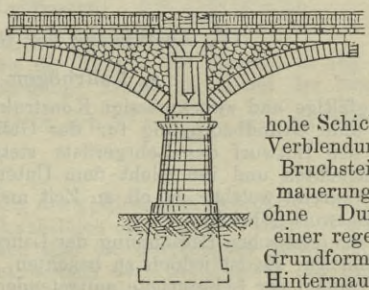


Fig. 68.



Bei nicht lagerhaft brechendem Steinmaterial findet man häufig das sog. Cyklopen- oder Mosaikmauerwerk, Fig. 67 u. 68. In diesem sowie in jedem Bruchsteinmauerwerk, in welchem nicht durch eins der vorhin angegebenen Mittel möglichste Gleichartigkeit und guter Verband erzielt ist, muss der Mörtel in hervor ragendem Maasse als Bindemittel wirken. Unter Anwendung guten Zementmörtels lässt sich auch auf diesem Wege ein sicheres und dauerhaftes Mauerwerk herstellen. Nur ist das Erzeugniss kaum mehr „Mauerwerk" zu nennen; man nähert sich dem Beton.

Aus Beton hat man in neuerer Zeit ganze gewölbte Brücken, also auch Pfeiler und Widerlager, hergestellt.[2]) Wir kommen darauf noch bei der Besprechung der Gewölbe zurück.

Hinsichtlich des Verbandes von Brückenpfeilern, die ganz aus Ziegeln hergestellt werden, können wir auf die allgemeine Baukonstruktionslehre verweisen. Es kommt meist der Kreuzverband zur Anwendung.

Die Verblendung wird in der Regel mit dem vollen Mauerwerk hoch geführt, was bei Brückenpfeilern um so weniger Bedenken hat, als im allgemeinen hier so hohe Anforderungen, wie beim Hochbau an die Genauigkeit der Ausführung nicht gestellt zu werden pflegen. Selbst wo Letzteres der Fall ist,

---

[1]) Aehnliches berichtet Rinecker (Z. f. Bauk. 1879. S. 623) über die Ausführung „schmaler" Bauwerke in Amerika.

[2]) Z. f. Bauk. 1880. Sp. 240, und 1881. Sp. 519.

empfiehlt sich die gleichzeitige Aufmauerung des Kernmauerwerks und der Verblendung, da eine innigere Verbindung Beider erzielt wird, als wenn man das Mauerwerk mit Stockverzahnung herstellt und die Verblendung nachträglich davor setzt. Eine Ausführung, an welcher bei Hochführung der Verblendung mit dem Kernmauerwerk eine sehr saubere Arbeit ohne wesentliche Vertheuerung erzielt wurde, beschreibt v. Fisenne im Wochenbl. f. Arch. u. Ing. (1879, S. 69)

Kann man aus irgend einem Grunde die Verblendung nicht mit hoch führen; so bietet die Riemchen-Verblendung, Fig. 69, den Vortheil, dass der nachträglich zu mauernde Theil möglichst eingeschränkt wird. Der Kubikinhalt und also die Kosten der theuern Verblendsteine werden auch thunlichst gering. Man könnte hierbei im Aeusseren einen Verband von lauter Läufern darstellen, man wählt indessen meistens das Gegentheil, d. h. einen solchen von lauter Köpfen (anscheinend also Bindern).

Fig. 69.

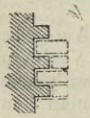
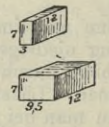


Fig. 70.



Da nicht darauf zu rechnen ist, dass die Verblendung zur Standfähigkeit des Mauerwerks viel beiträgt, so können Hohlsteine zur Anwendung kommen.

Bei Strassen-Unterführungen in Städten, bei denen man eine dauernd saubere Erscheinung der Mauerflächen erhalten, beziehungsweise die Möglichkeit haben will, sich ansetzende Unreinlichkeiten durch Waschen zu entfernen, empfehlen sich porzellanartige Steine, deren Masse vollständig gesintert ist. — Musterungen der Mauerflächen stellt man durch glasirte Steine her. In dieser Weise sind viele Strassen-Unterführungen der Berliner Stadtbahn verblendet.[1])

IV. Ausführung der Gewölbe.

a. Lehrbögen.

Die sorgfältige und zweckmässige Konstruktion und Behandlung der Lehrgerüste ist eine Grundbedingung für das Gelingen des Gewölbebaues. Man sollte daher den Entwurf des Lehrgerüsts stets als zum Entwurf der Brücke gehörend betrachten und ihn nicht dem Unternehmer oder der „Ausführung" überlassen, während welcher es oft an Zeit und Kräften für einen sorgfältigen Lehrgerüst-Entwurf gebricht.

Wegen der statischen Berechnung der Lehrgerüste verweisen wir auf Th. I. dieses Handbuchs. Es ist jedoch zu beachten, dass eine genaue Ermittelung der in den Theilen der Lehrgerüste auftretenden Spannungen wegen der Mehrfachheit der Systeme, die zur Anwendung zu kommen pflegen und des mehr oder weniger provisorischen Charakters der Ausführung im allgemeinen kaum möglich ist.

Gerade deshalb, und weil starke spezifische Spannungen in den Hölzern des Lehrgerüsts erhebliche Zusammendrückungen und Setzungen, welche man, wenn irgend thunlich, vermeiden oder doch auf das geringste Maass beschränken sollte, zur Folge haben, thut man gut, trotz der nur kurzen Zeit der Inanspruchnahme der betreffenden Hölzer, mit niedrigen Koeffizienten zu rechnen. Wir empfehlen, nicht über 70 kg für Zug und Druck hinaus zu gehen.

Grosse Sparsamkeit und Knappheit in den Lehrgerüsten macht sich schlecht bezahlt. Dagegen kommt es sehr darauf an, die zur Verwendung kommende Holzmasse zweckmäfsig anzuordnen und zu vertheilen.

---

[1]) Die Steine kommen in den beiden Grössen, Fig. 70 zur Anwendung. Das Tausend der 3 cm starken, so gen. 1/8 Steine kostete frei Baustelle 130 M., das Tausend der 9,5 cm starken, so gen. 3/8 Steine 300 M. Von einer anderen Fabrik wurden sie 2 und 7 cm stark zu 115 und 185 M. bezogen. Die Ansichtsflächen haben gebrochene Kanten von 2 mm Kathete und vollständig glatter und gesinterter Oberfläche. Alle übrigen Stoss- und Lagerflächen sind behufs besseren Haftens des Mörtels kreuzweise aufgekratzt oder geriffelt. Für die Ansichtsfläche war zur Bedingung gemacht, dass Dintenflecke nur oberflächlich haften, so dass sie durch einfaches Waschen mit Wasser zu beseitigen sind. 1 qm solche Verblendung herzustellen, kostete ausschliesslich Zement 8 M. Rechnet man noch für 1 qm 15 kg Zement zu 3,92 M. pr. 100 kg, so kostet 1 qm dieser Verblendung Alles in Allem:

$$22{,}93 + 8{,}00 + 0{,}59 = 31{,}52 \text{ M. beziehungsweise:}$$
$$16{,}00 + 8{,}00 + 0{,}59 = 24{,}59 \text{ M.}$$

Hier ist zunächst die Eintheilung der Lehrgerüste in 2 Hauptgruppen nach ihrer Unterstützung in gestützte oder feste und gesprengte, zu erwähnen, deren erste möglichst unmittelbare, senkrechte Uebertragung der Lasten aus den einzelnen Gewölbetheilen auf den Baugrund anstrebt, während die andere die Last des Gewölbemauerwerks sprengwerkartig auf die Pfeiler überführt. Als eine zwischen beiden Gruppen liegende, gemischte Konstruktion, wäre noch etwa diejenige besonders hervor zu heben, wo nur der Scheitel eines im übrigen gesprengten Gerüstes durch eine senkrechte Stütze abgefangen ist.

Dass man bei niedrigen Brücken, bei denen die Schaffung fester Stützpunkte zwischen den Pfeilern leicht ist, und keine Veranlassung vorliegt, die Brücken-Oeffnung während des Baues möglichst uneingeschränkt für den Verkehr frei zu halten, gestützten Lehrgerüsten den Vorzug geben wird, liegt auf der Hand. Man muss aber bei Strombrücken wohl erwägen, ob die Einengung des Durchflussprofils durch die Zwischenstützen des Lehrgerüsts nicht gefährlich werden kann. Ein warnendes Beispiel in dieser Beziehung ist der Einsturz der Invaliden-Brücke in Paris Anfang Januar 1880 (Wochenbl. f. A. u. I. 1880, S. 154).

Zu gunsten der gestützten Lehrgerüste fällt der Umstand sehr in's Gewicht, dass sie sich während des Wölbens weniger stark senken. Nach Bauernfeind ist die zu erwartende Senkung gut ausgeführter Lehrgerüste, wenn s die Spannweite und p die Pfeilhöhe des Gewölbes bedeutet:

für gestützte Lehrbögen: $t = \frac{1}{200}(s - p)$,

für gesprengte Lehrbögen: $t = \frac{1}{100}(s - p)$,

also für letztere doppelt so gross, als für erstere.

Diese Formeln finden durch die Tabelle im Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1, S. 251 einigermassen ihre Bestätigung. Denn als Mittel der Senkungen von 10 gestützten Lehrgerüsten ergiebt sich: $t = \frac{1}{245}(s - p)$, als Mittel von 5 gesprengten $t = \frac{1}{98}(s - p)$.[1])

Es dürfte sich aber die Senkung der gesprengten Lehrgerüste durch rationelle und sorgfältige Konstruktion noch erheblich einschränken lassen. Finden wir doch in der erwähnten Tabelle Angaben über ein gesprengtes Gerüst (St. Edmunds-Brücke zu Nogent über die Seine), wonach dort der Divisor des Ausdrucks für die Senkung während des Wölbens 280 gewesen ist.

Andererseits müssen feste Gerüste um so mehr Senkung zeigen, je höher sie sind, was ebenfalls durch die Tabelle belegt zu werden scheint, da bei der Fulda-Brücke zu Kragenhof der Divisor 102, bei dem Neissethal-Viadukt (Zittau) sogar nur 58 wird. Das den festen Lehrgerüsten günstige Urtheil wird also nicht ganz unbedingt hingestellt werden können, jeder einzelne Fall vielmehr seine besondere Erwägung verlangen. Ob es vortheilhaft ist, bei hohen Viadukten (wie z. B. ausser den genannten, beim Striegisthal-Viadukt) feste Lehrgerüste anzuwenden, muss fraglich erscheinen.

Als Vortheil der gesprengten Lehrgerüste muss hervor gehoben werden, dass sie die Last des Gewölbes in derselben Weise, wie es später, nach den Ausrüstungen geschieht, auf die Pfeiler übertragen. Das Ausrüsten bringt keine wesentliche Aenderung der statischen Verhältnisse hervor. Namentlich bei langen Brücken, bei denen nicht sämmtliche Oeffnungen gleichzeitig eingerüstet, sondern bei welchen fortschreitend gewölbt wird, dürfte dies nicht unwichtig sein. (Vergl. die Anm. 3 zu S. 326.)

---

[1]) Bei dem gestützten Lehrgerüst der Spree-Brücke der Berliner Stadtbahn an der Museums-Insel (Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. Taf. XIV. Fig. 16) betrug die mittlere Senkung durch die Belastung und während des Wölbens bei den ersten 6 Ringen (der schiefen Brücke) 0,066 m. Hieraus berechnet sich das n der Bauernfeind'schen Formeln zu $n = \frac{23{,}2 - 6{,}5}{0{,}066} = 253$.

Bei dem gesprengten Lehrgerüst des Spree-Viadukts der Berliner Stadtbahn betrug die Senkung im allgemeinen nur 0,06 m (D. Bztg. 1877, S. 315). Dies ergiebt bei 15 m Spannweite und 4,3 m Pfeilhöhe $n = \frac{15 - 4{,}3}{0{,}06} = 178$.

Will man nun zur Konstruktion des Lehrgerüstes schreiten, so hat man zu beachten, dass (nach den obigen Erörterungen) der Theil des Gewölbes, dessen Fugen mit dem Horizont einen Winkel bilden, der kleiner als der Reibungswinkel von Stein auf frischem Mörtel ist, keines Lehrgerüsts bedarf. Dieser Umstand scheint schon den alten Römern bekannt gewesen zu sein. Rondelet (l'art de bâtir), nach diesem Emy und weiter Morandière, theilen ein altes römisches Lehrgerüst, Fig. 71, mit, welches erst über Höhenlage des

Fig. 71.

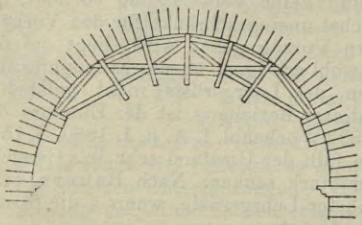
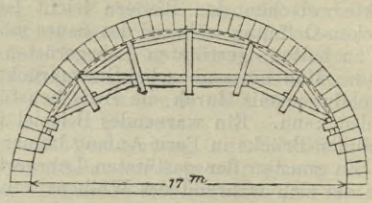


Fig. 72.



Reibungswinkel beginnt. Vortretende Wölbsteine zur Unterstützung des Gerüsts finden sich beim Pont du Gard und bei der Cestius-Brücke in Rom 28° u. 25° über den Kämpfern.

Fig. 73

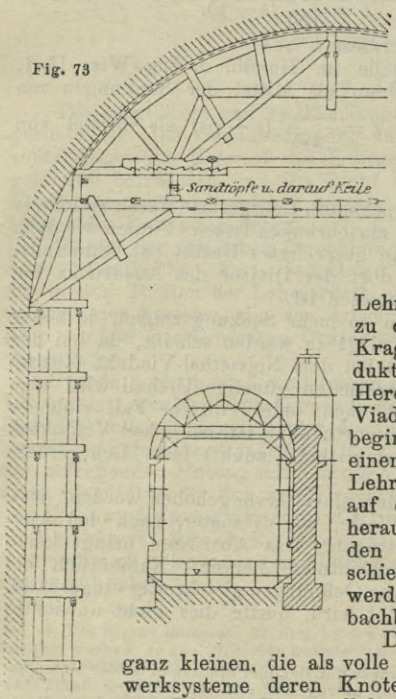
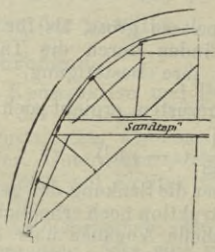


Fig. 74.



Dieses Vorstrecken von Gewölbesteinen zum Tragen des Lehrgerüsts findet sich bei neueren Bauwerken selten. Ein Beispiel ist der Aquädukt bei Sima (Spanien), Fig. 72[1]). Wohl aber lässt man das eigentliche, durch allmähliche Senkung zu lösende Lehrgerüst erst da beginnen, wo das Gewölbe zu drücken anfängt. Beispiele: Fulda-Br. b. Kragenhof (Z. f. Hann. 1858), Striegisthal-Viadukt (Z. f. B. 1869), Ruhr-Viadukt d. Rh.-E. b. Herdecke (Z. f. Bauk. 1881), Fig. 73, und Ilm-Viadukt bei Weimar, Fig. 74[2]). Bei letzterem beginnt das eigentliche Lehrgerüst etwa bei einem Fugenwinkel von 30°. Gesprengte Lehrgerüste finden ihre Unterstützung häufig auf den Kämpfergesimsen, auf eigens dazu herausgestreckten Steinen am Kämpfer oder den Pfeilern oder endlich auf Eisenbahnschienen, die durch die Pfeiler gesteckt werden (Aulne-Viadukt — Viadukt der Fischbachbahn).

Die Binder der Lehrgerüste, abgesehen von ganz kleinen, die als volle Bretttafeln gebildet werden, sind Fachwerksysteme deren Knotenpunkte bisweilen durch Vermittelung von Pfetten die parallel zur Gewölbestirn liegenden Kranzhölzer aufnehmen, welche ihrerseits wieder die Schalung tragen. Auf die Eintheilung der Fachwerks-Knotenpunkte (Bestimmung der Länge der Kranzhölzer) ist das Zunehmen der Gewölbelast vom Kämpfer nach dem Scheitel von Einfluss. Dem-

[1]) Nach Rziha, E. U. u. O. B. II. S. 198.
[2]) Nach Z. f. Hann. 1881. Bl. 855.

entsprechend müssten die Kranzhölzer vom Scheitel nach dem Kämpfer, gleiche Stärke voraus gesetzt, stetig länger werden. Man findet dies indess selten streng durchgeführt, vielmehr meistens im Interesse einer bequemen Ausführung eine annähernd gleiche Theilung der Knotenpunkte.

Da es zweckmässig ist, den auf eine Konstruktion drückenden Lasten möglichst unmittelbar entgegen zu wirken, so liegt es am nächsten, den Unterstützungen der Knotenpunkte, entsprechend der radial wirkenden Gewölbelast, eine radiale Stellung zu geben.[1]) Man findet dies bei vielen gestützten Lehrgerüsten klar

Fig. 75.

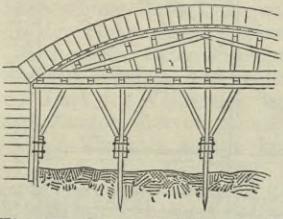


Fig. 76.

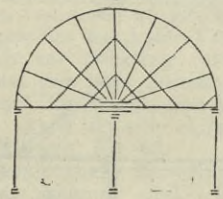
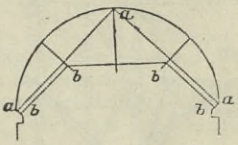


Fig. 77



und entschieden durchgeführt. Beispiele: Main-Brücke bei Marktheidenfeld Fig. 75, Ocker-Brücke der Bahn Vienenburg—Goslar (Z. f. Hann. 1866), Fig. 76, Elbe-Brücke bei Pirna (Z. f. Hann. 1878, Bl. 735).

Bei gesprengten Lehrgerüsten hat man die radial eintretenden Drücke zu zerlegen, um sie nach den beiden an den Widerlagern liegenden Stützpunkten zu führen. Es stehen hierzu der einfache Sprengbock *aaa* und der doppelte Sprengbock *bbbb*, Fig. 77, zur Verfügung. Auf diesen beiden Grundformen,

Fig. 78.

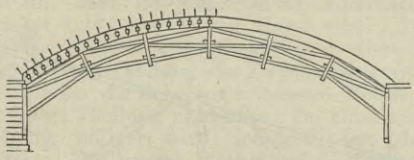


Fig. 79.

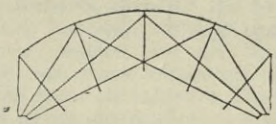


Fig. 80.

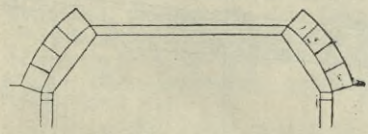


Fig. 81.

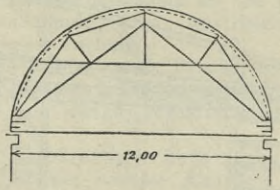
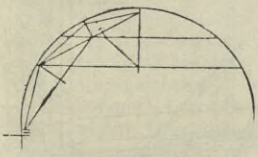


Fig. 82.



die je nach der Grösse und Form des Gewölbes in verschiedenen Kombinationen zusammengesetzt werden, beruhen schliesslich alle gesprengten Lehrgerüste. Durch Vervielfältigung und polygonartige Auseinandersetzung der Sprengböcke entsteht das Perronet'sche Lehrgerüst, Fig. 78, welches nicht mehr angewendet wird, weil es zu starke Senkungen ergiebt.

Theoretisch rationeller ist die in England öfters angewendete Konstruktion, Fig. 79, bei welcher von jedem Knotenpunkt je eine Strebe nach jedem der beiden Widerlager geht. Das Lehrgerüst wird hierdurch, selbst bei einseitiger Belastung, durchaus stabil; die vielen Ueberschneidungen der Hölzer sind aber für die Praxis höchst unvortheilhaft. So findet auch diese Lehrgerüstform mit Recht jetzt kaum mehr Anwendung, zumal einseitige Belastungen bei den Lehrgerüsten — eine ordnungsmässige, von beiden Seiten gleichmässig vorschreitende Wölbung voraus gesetzt — gar nicht, jedenfalls aber weit weniger vorkommen können als bei Brücken.

[1]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 198.

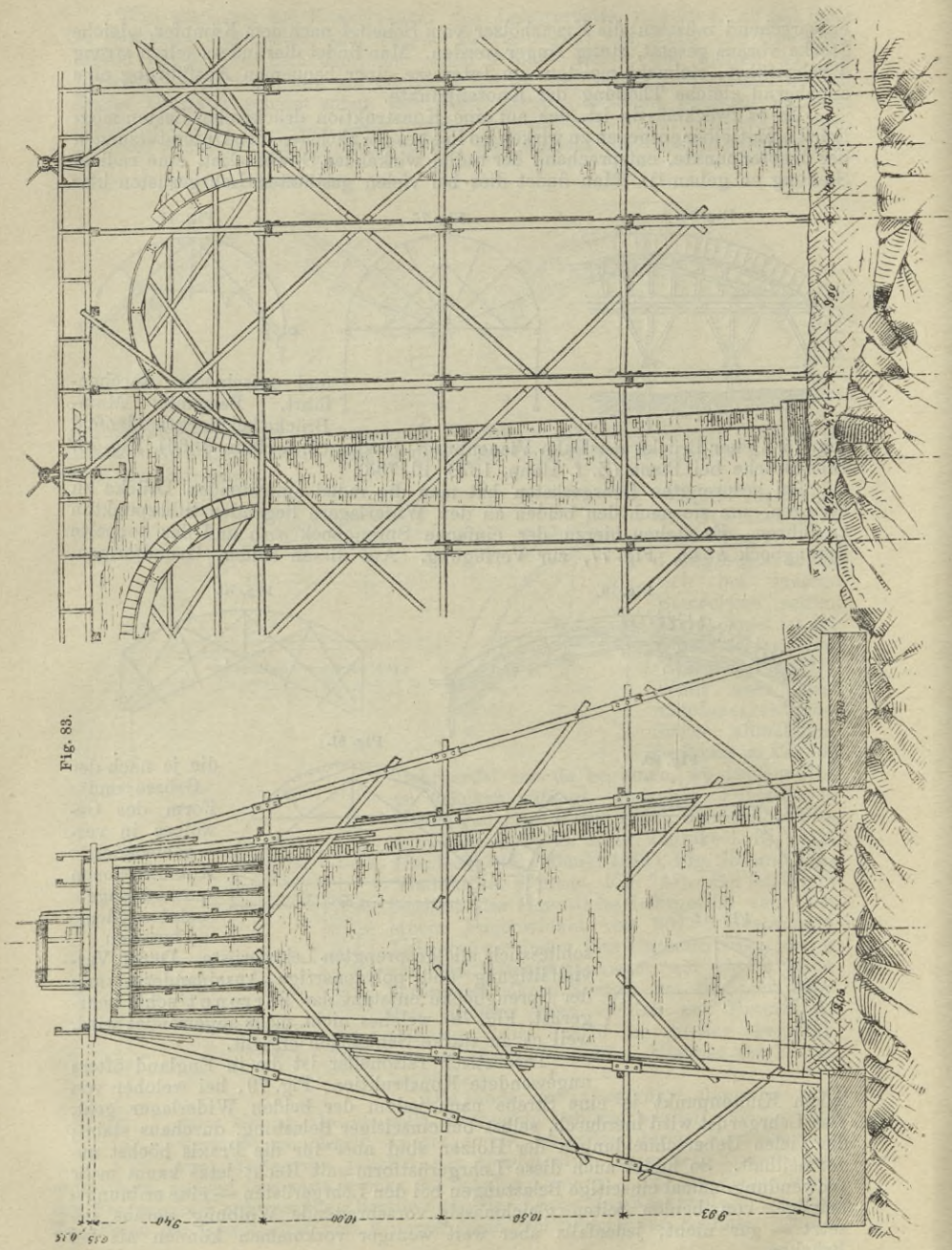


Fig. 83.

Ein anderer theoretisch berechtigter Grundgedanke hat bei französischen und deutschen Lehrgerüsten vortheilhafte Anwendung gefunden. Wenn man die oberen Enden zweier symmetrisch einander gegenüber liegender Kranzhölzer, Fig. 80, durch einen wagrechten Spannriegel gegen einander absteift, so ist (abgesehen von der Labilität des Systems) auf die einfachste Weise Gleichgewicht hergestellt. Die Rolle eines solchen Spannriegels fällt in den neueren französischen Lehrgerüsten, namentlich für Halbkreisbögen, den wagrechten Zangen zu,[1]) welche vielleicht anfangs nicht in der hier erwähnten bewussten Absicht angeordnet sein mögen, sondern nur um die Unverschieblichkeit des Fachwerks zu sichern und den Horizontalschub der Streben des noch unbelasteten Lehrgerüstes aufzunehmen. Doch sagt schon Morandière bei der Besprechung dieser Lehrgerüste, von denen wir eins der besten Beispiele, nämlich das der 22 m weiten Halbkreisgewölbe des Aulne-Viadukts in Fig. 82 mittheilen: „Eine grosse Zange, welche bis zur Schalung reicht, erhält den Abstand der Streben aufrecht und widersetzt sich ihrer Annäherung an einander, wenn sie die Last der Wölbsteine tragen.“ Es ist also hier die spannriegelartige Wirkung der Zangen hervor gehoben. Auch die sehr einfachen Lehrbögen der Luxemburger Viadukte zeigen diese Zangen, Fig. 83.

Nun lässt sich aber nicht leugnen, dass Zangen ihrer Natur nach nicht recht für eine solche Wirkung geeignet sind. Darum ist man bei einigen Lehrbögen der Saarbrücker Bahn, deren eines auf Taf. XIV, Bd. II, 1 des Handb. d. Ing. Wiss., Fig. 14, dargestellt ist, dazu übergegangen, statt der Zangen wirkliche Spannriegel anzuwenden und dieselben zu den wesentlichsten Theilen des Systems zu machen. Es ist hier das schematisch in Fig, 70 dargestellte System zweifach über einander gestellt und nur die Last des obersten Gewölbetheils durch einen Sprengbock, dessen Streben nun freilich nicht mehr ununterbrochen durchgehen können, abgefangen. —

Die Binder werden bei grossen Brücken meistens so eng neben einander gestellt, dass sie die Schalung unmittelbar aufnehmen können. Ihr Abstand beträgt 1 bis 2 m, in der Regel etwa 1,5 m. Bei kleineren Brücken legt man auf die Binder Pfetten und auf diese Sparren, welche erst die Schalung tragen. Die Theilung der Zwischensparren wählt man etwas kleiner als die der unmittelbar die Schalung tragenden Binder. Man kann als mittleres Maass 1 m für diese Theilung annehmen. Im einzelnen Fall ist zu untersuchen, welche Anordnung billiger wird: lauter Binder, oder Binder mit Pfetten und Zwischensparren. Es kommt hierbei auf die Inanspruchnahme an, die man den Hölzern der Lehrgerüste zumuthen zu sollen glaubt, oder, was dasselbe ist, auf die Steifigkeit, die man von dem Lehrgerüst verlangt.

Die Schalung endlich wird bei Ziegel- und Bruchstein-Gewölben durch höchstens 15 cm breite, 26 mm starke Bretter, bei Quadergewölben durch $^{15}/_{15}$ bis $^{21}/_{28}$ cm starke Schalhölzer gebildet, von denen gewöhnlich eines unter jeder Wölbschicht liegt. —

Ueber den Holzbedarf für die Lehrgerüste giebt Mehrtens im Handb. d. Ing. Wiss., Bd. II. eine Tabelle, welche Angaben für 27 Brücken enthält. Um einen Anhalt für das Veranschlagen zu bieten, ist hier der Kubikinhalt des Holzes durch denjenigen des Gewölbemauerwerks dividirt (wobei wohl nur der Theil des Gewölbes gerechnet ist, dessen Fugenneigung steiler ist als der Reibungswinkel). Mehrtens findet, dass die Gesammtmasse des Holzwerks verschiedener Lehrgerüste in nahezu konstantem Verhältniss zur Masse der zugehörigen Gewölbe steht. Durchschnittlich kommt $^1/_3$ cbm Holz auf 1 cbm Gewölbemauerwerk. Für Konstruktionen mit weit gestellten Bindern dürfte mindestens $^1/_5$ cbm erforderlich sein. Dass bei hohen Viadukten die etwaige zur Unterstützung des eigentlichen Lehrgerüstes dienende Unterrüstung besonders veranschlagt werden muss, braucht kaum erwähnt zu werden.

Eine recht ausführliche Tabelle über 16 Brücken bringt Louis Hoffman in d. Z. f. Hann. (1881. S. 567). Der von ihm erwähnte Maasstab für die Kosten ist indessen etwas komplizirt und erscheint insofern nicht ganz zweck-

[1]) z. B. Viadukt v. St. Antoine, Fig. 81, wo die Zangen allerdings für den erwähnten Zweck noch zu tief sitzen.

mässig, als er die Höhe der eingerüsteten Oeffnung enthält; denn diese hat bei Lehrgerüsten, wie das in Fig. 84 dargestellte eines Viadukts der Fischbachbahn (No. 10 der Hoffmann'schen Tabelle), keinen Einfluss auf die Holzmenge. Jedenfalls kann man so nur Bauwerke von nahezu gleicher Höhe vergleichen, was Hoffmann allerdings auch thut. Dann ist es aber wohl besser, die Höhe des Bauwerks ganz aus dem Spiel zu lassen und etwaige Unterrüstungen besonders zu berechnen.

Wünschenswerth ist es, einen noch einfacheren Maasstab für den Holzinhalt der Lehrgerüste zu haben, als den Inhalt des Gewölbemantels und als etwa die Laibungsfläche, welche Morandière einführt. Nicht ungeeignet erscheint hierfür die Grundfläche der zu überwölbenden Oeffnung. Nur muss, wenn man den Kubikinhalt des gesammten Holzes durch die Fläche dividirt hat, das Ergebniss noch durch die Spannweite dividirt werden, da die pro Quadrateinheit der Grundfläche zu verwendende Holzmenge mit der Spannweite der Oeffnungen wächst. Wenn also H die Holzmenge, w die Weite und b die Breite der zu überwölbenden Oeffnung ist, so hat man $H = n\,b\,w^2$ zu setzen und den Koeffizienten $n = \frac{H}{b\,w^2}$ aus der Erfahrung zu bestimmen. In der folgenden Tabelle, aufgestellt unter Benutzung derjenigen von Hoffmann und Mehrtens, ist dies für eine Anzahl von Brücken geschehen, wobei sich nicht sehr von einander abweichende Werthe für n ergaben. Als Mittelwerth für Veranschlagungen, eine einigermassen sparsame Konstruktion vorausgesetzt, dürfte hiernach $n = 0{,}02$ zu betrachten sein.

Bezeichnung der Brücke.	Spannweite (w) m	Pfeilhöhe m	Breite der Brücke (b) m	Lehrgerüst: Gesammte Holzmenge H cbm	Lehrgerüst: Koeff. $n = \frac{H}{b\,w^2}$
Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn . .	8,00	1,35	15,50	24,74	0,025
Wegeunterführung der Rhein. Eisenbahn	8,50	5,27	10,00	16,10	0,022
Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn . .	10,00	2,20	15,50	27,34	0,018
„ „ Fischbachbahn	10,00	5,00	4,20	8,30	0,020
„ „ Rheinischen Eisenbahn . .	11,00	2,75	8,10	35,60	0,036+
„ „ Berliner Stadt-Eisenbahn . .	11,30	3,16	16,50	35,50	0,017
„ „ „ „ „ . .	12,00	2,40	15,50	37,70	0,017
„ „ Rheinischen Eisenbahn . .	13,75	6,875	8,10	45,88	0,030+
Wegeunterführung der Rhein. Eisenbahn	14,58	4,37	8,40	23,86	0,013
Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn . .	15,00	4,30	7,10	35,00	0,022×
„ „ Rheinischen Eisenbahn . .	16,00	5,12	8,10	50,18	0,024○
„ bei Dinan	16,00	8,00	6,80	43,00	0,025
Bahnunterführung der Rhein. Eisenbahn .	19,48	5,065	8,20	47,87	0,015
Aulne-Viadukt	22,00	11,00	9,00	106,00	0,024
Mosel-Brücke bei Pfalzel	22,00	4,85	8,20	87,00	0,022×
Brücke der Berliner Stadt-Eisenbahn . . (schief in Ringen)	23,20	6,50	1,71	16,86	0,018×
Brücke der Berliner Stadt-Eisenbahn . .	24,00	6,75	15,50	108,00	0,018
Viadukt der Rheinischen Eisenbahn . . .	24,00	6,72	8,70	62,24	0,012
„ bei Nogent	50,00	25,00	8,90	623,00	0,028
Loire-Brücke bei Chalonnes	30,00	7,50	8,20	197,00	0,027
Normalien aus Morandière	10,00	5,00	8,46	27,18	0,032
	12,00	6,00	8,46	37,81	0,031
	15,00	7,50	8,55	55,74	0,029
	18,00	9,00	8,75	72,86	0,026
Viadukt von Pompadour	25,00	12,50	5,07	84,02	0,027

Bemerkungen zu vorstehender Tabelle.

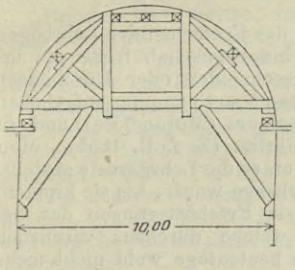
Die mit + bezeichneten Brücken werden von Hoffmann als „hohe" Bauwerke aufgeführt. Die aussergewöhnliche Höhe des Koeffizienten n mag also daher rühren, dass die Oeffnungen von unten auf fest eingerüstet waren.

Die Brücke ○ ist ebenfalls bei Hoffmann ein „hohes" Bauwerk. Der Koeffizient n ist trotzdem nicht besonders hoch.

Die Brücken ××× haben nach Hoffmann „besonders schwere" Rüstungen. Nach dem hier angelegten Maasstabe erscheinen diese Rüstungen nicht besonders schwer. Allerdings ist gerade bei diesen Brücken viel Eisen zur Anwendung gekommen.

Die in den Lehrgerüsten vorkommende Eisenmasse ist nach der Hoffmann'schen Tabelle sehr verschieden. Sie schwankt bei den 16 dort aufgeführten Gerüsten zwischen 4,77 und 67,4 kg pro cbm Holz. Die letztere Zahl kommt bei dem 15 m weiten Lehrgerüst der Berliner Stadtbahn vor, bei welchem wesentliche Theile (Hängestangen) aus Eisen waren.

Fig. 84.



Demnächst kommen die Mosel-Brücke bei Pfalzel und die 23,2 m weite, schiefe Ringbrücke der Stadtbahn mit 35,31 und 31,14 kg pro cbm. Die übrigen 13 Brücken erheben sich nur bis zu 21,62 kg für 1 cbm, so dass als Mittelwerth für die Veranschlagung von gewöhnlichen Lehrgerüsten bis 24 m Weite 12,7 kg Eisen für 1 cbm Holz angenommen werden kann.

Hierbei sind die bei einzelnen Brücken angewendeten Sandtöpfe nicht mit gerechnet, welche nach Hoffmann das Stück 30 kg wiegen.

Bei dem Entwurf der Lehrgerüste ist für gehörigen Längenverband in der Richtung der Gewölbeaxe zu sorgen, welcher durch horizontale Hölzer und durch Andreaskreuze oder schräge Zangen hergestellt wird, die bei den gestützten Gerüsten in den Ebenen der hauptsächlichsten Stützen, bei den gesprengten Gerüsten in den Ebenen der tief liegenden Streben und Spannriegel und auch in einigen durch radiale Hölzer bezeichneten Ebenen angebracht werden. Die Oberfläche des Lehrgerüsts erhält durch die Schalung und demnächst durch die allmählich vorschreitenden Gewölbeschenkel ihren Längenverband. Der Längenverband bezweckt neben der Sicherung der einzelnen Binder gegen Umkippen noch, zu verhindern, dass beim Ausrüsten sich einzelne Lehrbögen schneller senken als andere. Es werden deshalb auch die später zu erwähnenden Vorkehrungen zum Ausrüsten (Keile usw.) in der Regel nicht unmittelbar unter die Lehrbögen gestellt, sondern unter wagrechte Langhölzer, welche den Lehrbögen als gemeinsame Unterlagen dienen. Freilich ist auf letztere nicht allzu viel zu rechnen, da die Biegsamkeit dieser Hölzer immerhin ein ungleichmässiges Setzen zulassen würde.

Auf die Einzelheiten der Holzverbindungen ist grosse Sorgfalt zu verwenden, da erhebliche Senkungen der Lehrgerüste eintreten können, wenn sich an diesen Stellen die Hölzer zu sehr drücken. Dies kann aber eintreten nicht allein infolge schlechter Ausführung, sondern auch infolge mangelhaften Entwurfs, wenn grosse Drücke auf zu kleine Flächen geführt werden. Zapfenverbindungen sind solchen Fehlern besonders ausgesetzt. Sie sind daher thunlichst einzuschränken und ist mehr bergmännisch zu zimmern, d. h. volles Hirnholz auf Hirnholz zu setzen; seitliche Verschiebungen der Hölzer sind aber durch eiserne Bolzen, Dübel und Klammern zu verhindern. Empfehlenswerth ist es, zwischen die Hirnholzenden an den Stössen Zink- oder Eisenbleche zu legen, um das Ineinanderpressen der Holzfasern zu vermeiden; besonders wichtig ist dies, wenn ein Lehrgerüst mehrmals verwendet werden soll. Hölzer, welche Druck zu übertragen haben: Stiele, Streben, Spannriegel, müssen möglichst ununterbrochen durchgehen. Werden sie durchschnitten und ihre beiden Theile auf ein dazwischen durchgehendes Langholz gesetzt, so ist dieses starker Zusammendrückung ausgesetzt, was zu vermeiden ist. Ueberschneidungen von Hölzern sind wegen des Verlusts an Querschnitt und der exzentrischen Inanspruchnahme unvortheilhaft. Ein gutes Mittel, um bei nicht zu umgehenden Ueberschneidungen die Symmetrie der Querschnitte herzustellen, ist die Anwendung von Doppelzangen. Den zur Aufnahme der Schalung bestimmten Kranz stellt man öfters ganz oder theilweise als Bohlenbogen her. Ein Fall, wo der so gebildete Bogen das ganze Lehrgerüst überhaupt darstellt, ist, Fig. 85, dem Werke von Morandière entnommen. Es ist das der Fruchtbrücke (pont aux fruits) in Melun.

So weit zu gehen, empfiehlt sich nun freilich nicht, da hierdurch genügende Steifigkeit nicht erreicht werden kann. Doch wird andererseits, wenn man bei gewöhnlichen Fachwerks-Konstruktionen einen Bohlen- oder Bretterkranz mit stehenden, durchweg in Verband gelegten Brettern anwendet, während man in der statischen Rechnung einfache, an den Enden frei aufliegende Kranzbalken annimmt, der Steifigkeit des Gerüsts ein nicht unwesentlicher Faktor ohne nennenswerthe Kosten hinzugefügt. —

Fig. 85.

Das Ausrüsten, d. h. das Entfernen der Lehrbögen nach erfolgtem Gewölbeschluss geschah früher in urwüchsiger Weise, indem durch Herausschneiden oder Durchhauen einzelner Hölzer die im Lehrbogen vorhandene Spannung aufgehoben wurde. Beispiele: Loing-Brücke zu Nemours (Morandière) und in neuerer Zeit noch Neisse-Viadukt bei Görlitz (Z. f. B. 1855). Man hat auch Klötze (Würfel) von Weichholz unter die Lehrgerüste gestellt, von denen dann allmählich so viel weggehauen wurde, bis sie kippten.

Diese Verfahren sind indess, da sie Erschütterungen des Gewölbemauerwerks befürchten lassen, welche durchaus vermieden werden müssen, zu verwerfen. Sie kommen auch heutzutage wohl nicht mehr zur Anwendung.

Dagegen ist das Ausrüsten mit Hilfe von Doppelkeilen noch verbreitet und bei kleineren Brücken etwa bis 10 m Weite auch empfehlenswerth. Es kann bei sachgemässer Anordnung der Keile und vorsichtigem Verfahren beim Ausrüsten wohl auch noch bei grösseren Weiten mit gutem Erfolg angewendet werden; doch sind die neueren, vollkommneren Methoden, welche demnächst erwähnt werden, vorzuziehen. Die Steigung der Keilflächen könnte so steil gewählt werden, dass die Reibung eben ausreicht, um ein selbständiges Gleiten der beim Ausrüsten in Bewegung gesetzten Konstruktion zu verhindern.

Fig. 86.

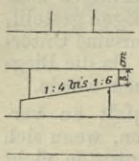


Fig. 87.

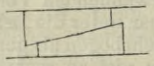
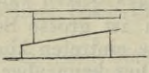


Fig. 88.



Da die Bewegungsreibung von Holz auf Holz 0,3 beträgt, würde eine Neigung von etwa 1 : 3,5 flach genug sein. Es liegt aber hierbei noch die Gefahr vor, dass einzelne Keile, die vielleicht zufällig keinen starken Druck haben, beim ersten Anschlagen heraus fliegen. Je flacher die Neigung genommen wird, um so allmählicher kann das Ausrüsten erfolgen. Doch wächst hiermit die Länge der Keile. Man wird sie daher nicht gern flacher machen als nöthig. Steiler als 1 : 4 wird man im allgemeinen nicht gehen. Flacher als 1 : 6 zu gehen, dürfte kaum Veranlassung vorliegen, Fig. 86. Zu vermeiden ist (was die Unternehmer gern thun, um an Holz zu sparen), die Keile an ihrem dünneren Ende nahezu in eine Schneide aus laufen zu lassen. Die mit dem Ausrüsten betrauten Arbeiter können dann nicht mehr mit Ruhe und Sicherheit gegen die Kopffläche der Keile schlagen, namentlich, wenn diese zufällig gegen die Hinterfläche des andern Keiles zurücktritt, Fig. 87. Man sollte also die Kopffläche der Keile nicht niedriger als 5 cm machen.

Auf die Keile darf keine zu grosse spezifische Last kommen, da sie sich sonst in die Langhölzer einpressen und dieserhalb eine grosse Kraftanstrengung beim Ausrüsten erfordern, welche ruckweises Sinken des Lehrgerüsts zur Folge haben kann. Gut wäre es, um das Einpressen ganz unschädlich zu machen, wenn auf den oberen Keil ein gehobeltes Brettstück, Fig. 88, von der Grösse des Keils gelegt würde. Es ist zweckmäfsig, die Keile aus hartem Holz (Eichenholz) zu machen.

Die Keile müssen so liegen, dass die Arbeiter mit ihren Schlägen bequem zukommen und ausholen können.

Wenn diese Regeln beachtet werden und bei dem Ausrüsten gute Aufsicht herrscht, kann mit Keilen bei kleineren Brücken sehr wohl gleichmässig und ohne Stösse ausgerüstet werden. Es dürfte dann kaum nöthig sein, wie von Manchen empfohlen wird, die Keile zu schmieren.

Den Reibungs-Koeffizienten und die entsprechende Neigung der Keilseiten durch vorher gehende spezielle Versuche zu bestimmen, ist gut und wünschenswerth. Nur dürfte sich hierzu selten die erforderliche Zeit beim Beginne des Baues finden.[1])

Von grösseren Brücken einer nicht sehr fernen Vergangenheit, die mit Keilen ausgerüstet wurden, sei hier erwähnt die Fulda-Brücke bei Kragenhof (Z. f. Hann. 1858), 21,03 m weit; hier ist der untere Theil des Gerüsts bis etwa zu der unter Reibungswinkel geneigten Fuge des halbkreisförmigen Gewölbes fest. Nur der darüber liegende Theil ist mit Keilen ausgerüstet.

Bei der 18 m weiten, halbkreisförmig gewölbten Brücke von Sévres lag jedes der etwa 0,2 m breiten, 0,28 m hohen Schalhölzer auf Keilen.

Bei der Warthe-Brücke bei Wronke (23,22 m weit, 4,39 m Pfeil.) lagen die Kranzhölzer auf Keilen, Fig. 89.

Man hat auch eine durchgehende Keilstellung durch entsprechende Zahnung von 2 oder 3 Langhölzern geschaffen (englische Brücken, z. B. London-Brücke.) Die durchgehende Stellung kann entweder parallel oder normal zur Gewölbeaxe angeordnet werden, Fig. 90 u. 91.

An neueren, vollkommneren Methoden der Ausrüstung sind nur die zu nennen, welche bereits in der 1. Auflage des Bauhandbuchs erwähnt wurden und welche inzwischen im Handb. d. Ing.-Wiss. ausführlicher beschrieben worden sind.

Es sind hier zunächst die Schrauben anzuführen, auf denen die einzelnen Kranzhölzer ruhen (Elbe-Brücke bei Wittenberge, Z. f. B. 1854 und Ilmenau-Brücke bei Lüneburg, erbaut 1859). Diese Schrauben gestatten allerdings am vollkommensten die Senkung des Lehrgerüsts zu regeln, indem man zuerst, bezw. mehr im Scheitel und später, bezw. langsamer an den Widerlagern senkt.

Fig. 89.

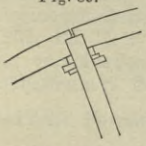


Fig. 91.

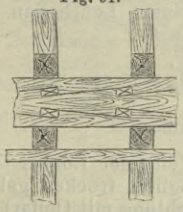
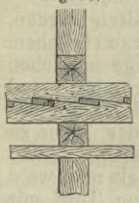


Fig. 90.



Es entspricht dies der elastischen Durchbieguug des Bogens, die im Scheitel am stärksten ist. Freilich lässt sich diese Rücksichtnahme bei gestützten Lehrgerüsten auch mit andern Ausrüstungsmitteln beobachten, nur nicht ganz so leicht und genau wie mit den radial gestellten Schrauben. Auch die zum Ausrüsten erforderliche Zeit und Arbeitskraft erscheint nicht übermässig, wenn (nach d. Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 247) das Lösen der 40 Schrauben der Ilmenau-Brücke durch 3 Arbeiter in 20 bis 30 Minuten erfolgte. Dennoch ist dies Verfahren wohl etwas umständlich und hat deshalb bisher wenig Verbreitung gefunden.

Handlicher ist die Anbringung der Schrauben in senkrechter Stellung unter dem Lehrgerüst. So wurden sie zuerst von Dupuit 1846 angewendet.[2])

Entweder lagert man das Lehrgerüst während des Wölbens auf Keilen und lässt die zwischen den Keilen aufgestellten Schrauben erst kurz vor dem Ausrüsten angreifen, oder man lässt die Schrauben von Anfang an tragen. In dieser Weise sind sie beim Striegisthal-Viadukt[3]) und bei der 1872 bis 75 erbauten Elbe-Brücke bei Pirna[4]) angewendet. Bei dieser letzteren, 16 m breiten Brücke stand ein Lehrgerüst für eine 30 m weite Oeffnung auf 56 Schrauben, deren jede etwa 33 500 kg zu tragen hatte.

Wie es scheint, nur ein mal (beim Neubau der St. Annen-Brücke in Hamburg) angewendet, ist die Ausrüstung mit Excentriks, welche Intze in der Deutschen Bauzeitung (1870 S. 49) beschreibt, Fig. 92 u. 93. Massgebend war hier für die Wahl des Verfahrens hauptsächlich das Streben nach Einfachheit, die Bedingung, dass das Lehrgerüst ohne Nachtheil längere Zeit der Ebbe und Fluth ausgesetzt werden konnte, und die Möglichkeit, dass die Ausrüstung in

[1]) Vergl. S. 337. Bd. III des D. Bhdbch.
[2]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 247.
[3]) Z. f. B. 1869.
[4]) Z. f. Hann. 1878.

möglichst kurzer Zeit (höchstens in etwa einer Stunde) während des niedrigsten Wasserstandes ausgeführt werden könnte.

Die Sandsäcke, welche Beaudemoulin unter die Lehrgerüste legte, und durch deren selbstthätige Entleerung er die Senkung bewirkte, Fig. 94 und 95, bilden den Uebergang zu den Sandtöpfen, welche in den letzten 10 Jahren eine so grofse Verbreitung gefunden haben, dass sie wohl als das bei Brücken über 10 m Weite jetzt ziemlich allgemein übliche Mittel zum Ausrüsten bezeichnet werden können. Sie empfehlen sich durch Einfachheit und gestatten ein sehr allmähliches Senken der Lehrgerüste.

Fig. 92

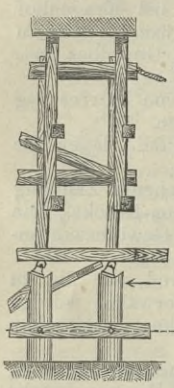
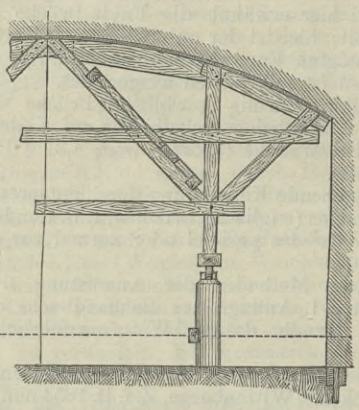


Fig. 93.



Die Töpfe, Fig. 96 u. 97, werden aus Eisenblech (oder Gusseisen[1]) hergestellt. Die Blechstärke kann man so berechnen, als ob der Topf Wasserfüllung hätte, wenngleich man dabei überreichliche Abmessungen erhält. Nach Winkler[2]) ist, wenn:

n die Anzahl der Sandtöpfe in einem Lehrbogen,
d der Durchmesser des Stempels in cm,
l die Spannweite in m,
e die Entfernung der Lehrbogen in m:

$$d = 2\,l\sqrt{\frac{e}{n}} \text{ zu nehmen,}$$

die Blechstärke aber etwa zu 0,01 d und die Weite der Löcher = 0,09 d.

Der Sand muss feinkörnig sein und, wo möglich, trocken gehalten werden. Es ist daher zu empfehlen, alle Theile der Vorrichtung mit Oelfarbe zu streichen.

Fig. 94.

Fig. 95.

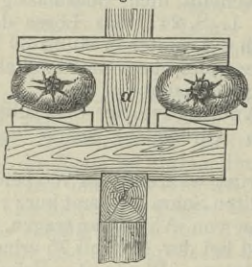


Fig. 96.

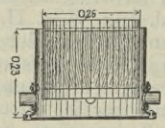
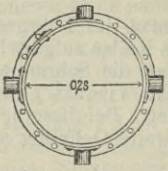


Fig. 97.



Die Fuge zwischen Blechzylinder und Stempel ist mit Zement oder Thon zu verstreichen. Auch umwickelt man wohl noch den Topf mit getheerter Wachsleinwand.

Soll ausgerüstet werden, so öffnet man die Löcher durch Herausnehmen der Stöpsel. Es fliefst so viel Sand aus, bis sich auf der Unterlage des Topfes ein bis zum Loch reichender Kegel mit etwa $1^1/_2$facher Böschung gebildet hat, wobei eine entsprechende geringe Senkung des Lehrgerüstes eintritt. Dann hört die Senkung auf. So gross die Last auch ist, sie vermag erfahrungsmässig die kleinen Kegel nicht fortzuschieben. Dass die Töpfe hinreichend grosse Unterlagen haben, so dass sich die Kegel bilden können, ist wichtig. Flösse der Sand frei in die Luft aus, so hätte man kein Mittel, die Senkung des Gerüsts zu regeln. So aber beginnt die Senkung erst wieder von neuem, wenn

[1]) Fabrikationsmässig vom Eisenwerk Lorenzdorf in Schlesien.
[2]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1, S. 248.

die kleinen Kegel fortgeräumt sind. Durch häufigeres Forträumen der Kegel bei den mittleren Sandtöpfen (unterstützter Lehrgerüste) kann man den Theil des Gerüsts unter dem Gewölbe-Scheitel schneller senken, als die Theile an den Kämpfern.

Eine Vorrichtung, die Beaudemoulin erfand, um durch einen einzigen Arbeiter die Sandkegel gleichzeitig für eine ganze Reihe von Sandtöpfen wegräumen zu lassen, hat sich als überflüssig erwiesen.

Wenn der Sand trotz aller Vorsichtsmaassregeln nass geworden ist, so muss er mit Haken aus den Töpfen herausgekratzt werden, was das Gelingen der Ausrüstung zwar nicht in Frage stellt, aber doch viel Mühe verursacht und die Sanftheit und Gleichmässigkeit der Senkung beeinträchtigen kann.

Die Sandtöpfe der Gerdau-Brücke kosteten pro Stück 20 ℳ, die der Berliner Stadteisenbahn 5—13 ℳ.[1])

Bei den Sandtöpfen sind Keile zum Reguliren des Lehrgerüsts beim Aufstellen dennoch erforderlich oder wenigstens bequem, da es viele Mühe machen würde, die Oberflächen sämmtlicher Stempel genau in die richtige Höhe zu bringen. Man findet denn auch meistens diese Keile über oder unter den Sandtöpfen angebracht. Keile mit Neigung 1 : 3 sind neben Sandtöpfen (zur Sicherheit: wenn die Sandtöpfe durch Hochwasser durchnässt werden sollten) angewendet bei der Strassen-Brücke über den Vicoin bei Régereau.[2])

Die Ausrüstemethoden von Lagrené, Pluyette und Guyot führen wir nur dem Namen nach an, da sie wohl nicht mehr angewendet werden.[3])

Das Maass, um welches die Unterlagen (Keile, Sandtöpfe, Schrauben usw.) die Lehrbögen zu senken gestatten, muss grösser sein, als die elastische (oder, bei Anwendung langsam erhärtenden Mörtels, unelastische) Durchbiegung des Gewölbescheitels, welche man zu erwarten hat. Für diese giebt die Tabelle auf S. 251, Bd. II. 1 des Handb. d. Ing.-Wiss. einigen Anhalt. Dieselbe ist natürlich sehr verschieden je nach der Art der Ausführung des Gewölbes und der Beschaffenheit des Mörtels. Wendet man die auf S. 303 angeführte Bauernfeind'sche Formel: $t = \frac{1}{n}(s - p)$ auf diese Angaben der Tabelle an, so findet man: $\frac{1}{n} = 0$ bis 0,0164 und im Mittel aus 25 Werthen: $\frac{1}{n} = 0{,}0035$. Bei der bereits auf S. 303 erwähnten Spree-Brücke der Berliner Stadt-Eisenbahn betrug die Senkung des Scheitels nach dem Ausrüsten der ersten 6 Ringe im Durchschnitt 0,1 m. Hieraus ergiebt sich der Koeffizient $\frac{1}{n} = 0{,}006$.

Damit das Gewölbe schliesslich die Form erhalte, welche es nach dem Entwurf haben soll, muss man das Lehrgerüst um das ganze Maass der zu erwartenden Senkung (Summe der Senkung vor dem Gewölbeschluss und derjenigen beim Ausrüsten) überhöhen.

Bei Brücken von grösserer Länge ist zu erwägen, wie viele Oeffnungen man gleichzeitig einrüsten will. Man hat zwar früher und auch in neuerer Zeit noch bisweilen alle oder doch die Mehrzahl der Oeffnungen eingerüstet. (Viadukt von Comelle, 15 Oeffnnngen, 19 m weit, Aulne-Viadukt, 12 Oeffnungen, 22 m weit. Bei der Loire-Brücke zu Chalonnes wurden von 17, je 30 m weiten Oeffnungen gleichzeitig 9 mit Lehrgerüsten versehen.) Dies lässt sich aber ökonomisch nicht rechtfertigen. Man kann für jede Brücke diejenige Eintheilung in Gruppen bestimmen (vergl. S. 290), bei welcher die Summe der Mehrkosten der Gruppenpfeiler und der bei der betreffenden Eintheilung erforderlichen Lehrgerüste ein Minimum wird. Es ist dann aber noch zu untersuchen, ob die verfügbare Zeit ein so sparsames Vorgehen gestattet.

Bei Gruppentheilung wölbt man innerhalb der einzelnen Gruppen gleichmässig. Man kann aber auch ohne Gruppenpfeiler mit einer geringen Anzahl von Lehrgerüsten auskommen, wenn man von einem Endwiderlager so fortschreitet, dass man etwa in dem Augenblick, wo das erste Gewölbe geschlossen

---

[1]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 248.
[2]) Nouv. ann. 1882. Sp. 67.
[3]) Handb d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 249.

wird, das zweite zu zwei Dritteln, das dritte zu einem Drittel fertig hat, während in der 4. Oeffnung das Lehrgerüst gerade aufgestellt ist.

Während man in der 4. Oeffnung zu wölben anfängt und in der 3. und 2. Oeffnung damit fortfährt, löst man das Gerüst der 1. und versetzt es in die 5. Oeffnung und so fort. Die gewöhnlichen Zwischenpfeiler müssen hierbei den einseitigen Horizontalschub, der sich ergiebt, ertragen können. Aus diesem Grunde, und um nicht zu schnell ausrüsten zu müssen, wird man in der Regel nicht mit weniger als mit 4 Gerüsten auskommen können. Es ist allerdings denkbar, dass in gewissen Fällen 3 ausreichen.[1])

Welche Anordnung man wählt: ob Gruppentheilung oder fortschreitende Einrüstung, hängt u. a. davon ab, eine wie lange Zeit man zwischen dem Schluss des Gewölbes und dem Ausrüsten verstreichen lassen zu müssen glaubt. Wir kommen darauf noch zurück.

Schlauch- oder tunnelartige Bauwerke rüstet man nur auf einen Theil ihrer Länge ein und schiebt nach Fertigstellung und Ausrüstung eines Gewölberinges das Gerüst weiter, um den folgenden Ring zu wölben, der dann stumpf gegen den vorhergehenden gestossen oder auch damit in Verband gebracht wird.

Diese Art der Ausnutzung des Lehrgerüsts wendet E. H. Hoffmann auch bei Brückengewölben geringer Länge an, um die Kosten herab zu mindern. Eine Chausseebrücke bei Oranienburg liess er beispielsweise mittels eines einzigen 0,52 m breiten Lehrbogens wölben, welcher mit Sandtöpfen ausgerüstet und seitlich verschoben wurde.[2])

b. Transportgerüste.

Verwandt mit den Lehrgerüsten sind die zum Aufbau der Pfeiler und Gewölbe erforderlichen Bau- und Transportgerüste. Sie stehen zwar an Wichtigkeit hinter jenen zurück, da sie keinen unmittelbaren Einfluss auf das Wesen des Bauwerks haben. Man überlässt ihre Anordnung daher häufig dem Unternehmer. Sie sind aber sehr wesentlich für die Kostenfrage. Auch müssen sie, wenn sie mit dem Unterbau des (festen) Lehrgerüsts in Zusammenhang stehen, was namentlich bei hohen Viadukten der Fall ist, unbedingt mit dem letzteren gemeinsam entworfen werden.

Die Gerüste sind entweder feste, welche selbständig aufgestellt werden und während der Dauer des Baues unbeweglich bleiben oder fliegende, welche auf den Pfeilern ruhen und allmählich beim Fortschreiten des Baues gehoben werden. Man kann endlich fast ganz ohne Gerüste bauen, wenn man den hohen Bock (die Geiss) anwendet, um die Materialien auf die Pfeiler zu heben, die Binder der Lehrgerüste hoch zu nehmen und endlich die Materialien zur Fertigstellung des Bauwerks zu fördern.

Die festen Gerüste zeigen Verschiedenheiten, je nachdem sie an beliebigen Punkten unmittelbar unterstützt werden können, oder Oeffnungen für den Verkehr frei lassen müssen, welche dann durch Sprengwerke, Fachwerk- oder Gitterträger überbrückt werden.

In der Regel versteht man unter festen Rüstungen solche, die das ganze zu durchbauende Thalprofil ausfüllen und daher die Anbringung wagrechter Materialbahnen in verschiedenen Höhen über die ganze Länge des Bauwerks gestatten. Dies ist einer der Hauptvortheile der festen Gerüste, welcher besonders dann hervor tritt, wenn die Steinbrüche für einen hohen Viadukt sich an den Hängen des zu überbrückenden Thales (oder etwa in einem der Baustelle nahen Seitenthale) in halber oder ganzer Höhe des Bauwerks finden.

Man kann dann die Steine auf Arbeitsgleisen wagrecht oder mit Gefälle an jeden Punkt des Bauwerks bringen und spart den Hub. Aber auch, wenn die Verhältnisse nicht so günstig liegen, die Materialien vielmehr in der Thalsohle heran kommen, ist es in mancher Hinsicht von Vortheil, die Hebevorrichtungen an einer oder wenigen Stellen vereinigen und von da das Gehobene wagrecht nach den Verwendungsstellen weiter bewegen zu können.

Die festen Gerüste sind, wie schon erwähnt, bis zum Kämpfer in der Regel mit dem Unterbau der (dann ebenfalls festen) Lehrgerüste verbunden, füllen

[1]) Viadukt von Chastellux. (Ann. d. p. et ch. 1882. II. S. 11).
[2]) Baugew. Ztg. 1889. S. 154.

also das Thal in einer um so viel die Breite des zu errichtenden Bauwerks übertreffenden Breite aus, dass jederseits ausserhalb der Bauwerkstirnen noch ein Arbeitsgleis liegen kann. Oberhalb des Kämpfers müssen die Gerüste jederseits getrennt aufgeführt werden, indem in der Mitte der erforderliche Raum zum Aufstellen der Lehrgerüste und zum Wölben frei bleibt. Auf der, der Stirn zunächst stehenden, Gerüstwand pflegt dann die Schiene für den die Breite des Bauwerks überspannenden Laufkrahn zu liegen. Die hoch und frei stehenden Gerüsttheile werden meist entweder nach aussen abgesteift oder gegenseitig durch Zangen, die freilich für den Bau hinderlich sind, verbunden.

Solch ein festes Gerüst ist ein einfacher, aus Stockwerken bestehender Fachwerksbau mit Schwellen quer zur Brückenrichtung, senkrechten (oder wenig geneigten) Stielen und Rähmen in der Brückenrichtung.

Man zapft entweder die Rähme auf die Stiele auf, kämmt darauf die Querschwellen und zapft in diese wieder die Stiele des nächsten Stockwerks; oder man zapft die Stiele oben und unten in die Querschwellen und legt die Längsbalken nur auf die Schwellen neben den Fuss der Stiele. Bei letzterer Anordnung wird mehr das Querjoch betont. Man erreicht den Vortheil, dass weniger Langholz zwischen den Stielen der verschiedenen Stockwerke liegt, also ein geringeres Setzen des Gerüsts zu erwarten ist. Zur Vervollständigung des Gerüstes gehört in jedem Falle die Versteifung sowohl in der Längs- wie in der Querrichtung und auch in wagrechten Ebenen, durch Kopfbänder oder Zangen. Die Stockwerkshöhen werden zu 5 bis 8 m, bei eisernen Brücken mit massiven Pfeilern bis 10 ja 12 m genommen, die Jochweiten (Entfernung der Streben in der Brückenrichtung) 4 bis 6,5 m, bei eisernen Brücken bis 10 m. Quer zur Brücke wird man, wenn ein Lehrgerüst aufzunehmen ist, die Stiele bisweilen noch enger stellen müssen.

Die Stärken der Hölzer, welche sich bei Kantholz zwischen 15 und 35 cm, bei Rundholz zwischen 20 und 35 cm zu bewegen pflegen, sind bei einigermassen bedeutenden Gerüsten durch statische Berechnung zu ermitteln.

Ein Nachtheil der festen Gerüste, welcher besonders bei hohen Brücken (Viadukten) hervor tritt, ist, dass sie sehr viel Holz erfordern und also theuer werden.[1]) Dieser Umstand hat zu der Anwendung der fliegenden Gerüste geführt, welche demnach in holzärmeren Ländern, z. B. Frankreich, Portugal usw. besonders ausgebildet sind.

Den festen Gerüsten am nächsten stehen diejenigen fliegenden Gerüste, welche eine Bewegung der Materialien auf wagrechter Bahn über die Länge des Bauwerks gestatten. Bei ihnen werden Dienstbrücken auf die Pfeiler gelegt und je nach dem Fortschreiten der Maurerarbeiten gehoben.

Am weitesten von dem Wesen der festen Gerüste entfernt sich diejenige Anordnung der fliegenden, bei der nur senkrechte Materialhebung stattfindet. Hier wird auf jeden Pfeiler ein Krahn gestellt und mit dem Mauerwerk hoch genommen.

Dazwischen liegen noch solche Anordnungen, bei welchen die Pfeiler bei senkrechter Hebung ausgeführt werden, dann aber eine Dienstbrücke aufgelegt wird, welche für die Gewölbe wagrechte Materialbewegung gestattet.

Der oben erwähnte hohe Bock, welcher, wenn er überhaupt zu den Gerüsten gerechnet werden soll, das leichteste fliegende Gerüst darstellt, kann nur bei Viadukten im Trocknen und bis zu mittleren Höhen angewendet werden. Er bedingt ausschliesslich senkrechte Materialhebung. Er besteht aus zwei gegen einander geneigten, mit den Spitzen sich berührenden Bäumen, welche oben zwischen sich eine Rolle tragen. Sie sind durch eine Anzahl wagrechter Hölzer gegenseitig versteift. Mit ihren Füssen stehen sie im Boden, während ihre Spitze durch zwei Kopftaue gehalten wird. Eine am Boden stehende

---

[1]) Nach der im Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 188 mitgetheilten Tabelle betrugen die Kosten der festen Gerüste bei 12 Viadukten höchstens 22 % der Gesammtkosten,
mindestens 8,5 % „ „
im Mittel 16 % „ „
dagegen die der fliegenden Gerüste bei 4 Viadukten höchstens 11,3 % der Gesammtkosten,
mindestens 4 % „ „
im Mittel 8,75 % „ „

Bockwinde dient dazu, um mittels eines über die Rolle an die Spitze des Bockes geführten Seiles die Materialien zu heben. Man stellt den Bock nun so nahe an die Bauwerkstirn, dass zwischen seinen Füssen und der Stirn Platz zum Aufziehen ist, neigt den Kopf um die Hälfte des Zwischenraums nach dem Bauwerk, zieht auf und neigt dann den Bock weiter über, so dass das Material senkrecht auf das Bauwerk hinab gelassen werden kann.

Für die Entscheidung, welche Gerüst-Art im gegebenen Fall angewendet werdensoll, ist der Kostenpunkt massgebend. Man hat zwar gegen die fliegenden Gerüste geltend gemacht, dass sie die Pfeiler während des Baues in ungünstiger Weise belasten. Dies ist indess nicht erheblich, wie viele gelungene Ausführungen mit solchen Gerüsten erweisen und wie man sich auch durch Rechnung klar machen kann. Nicht zu leugnen ist, dass sie einige Unbequemlichkeit für den Pfeilerbau mit sich bringen und mehr Sorgfalt und Geschicklichkeit der Mauer erfordern, um gute Arbeit hervor zu bringen. Insbesondere legen sie die Gefahr nahe, dass ganz frische Mauertheile durch Betreten oder durch starke Belastung einzelner Punkte beim Anheben der Gerüste gelockert werden.

Es ist indess zu beachten, dass auch bei festen Gerüsten das Betreten des Pfeilermauerwerks während der Ausführung nicht ganz vermeidbar ist, sobald die Pfeilermaasse nicht ganz schwach sind. Andererseits muss wieder angeführt werden, dass viele und grosse Viadukte in untadelhafter Weise „über Hand“ gemauert worden sind. Man wird also diesen Erwägungen nur insoweit Gewicht beilegen können, dass man, ehe man zu einem Bau mit fliegenden Gerüsten schreitet, sich überzeugt, ob Maurer und Arbeiter der erforderlichen Geschicklichkeit zur Verfügung stehen.

Abgesehen hiervon entscheiden also die Kosten. Dieselben sind hinsichtlich der Anlage bei festem Gerüst viel bedeutender als bei fliegendem. Dagegen wird die Materialförderung im ersten Fall im allgemeinen billiger, als im zweiten. Die Kosten der festen Gerüste werden von der Höhe des Bauwerks beeinflusst; die der fliegenden sind davon unabhängig. Man wird daher niedrige Brücken fest berüsten, sehr hohe fliegend. Die Grenze der Höhe, bei welcher beide Rüstungsarten gleich viel kosten, lässt sich allgemein nicht angeben. In zweifelhaften Fällen muss vielmehr vergleichende Veranschlagung ergeben, ob feste oder fliegende Rüstung billiger wird.

Hervor heben wollen wir jedoch noch, dass die Grösse der zu verwendenden Steine Einfluss auf die Wahl der Rüstungsart hat, da grosse, schwere Quader die Entscheidung auf die Seite der festen Rüstung hinüber lenken. Wir sehen hierin einen Umstand, der, wie viele andere, gegen die Verwendung grosser Quader im Brückenbau spricht. Hart gebrannte Ziegel und lagerhafte feste Bruchsteine mit gutem hydraulischem Mörtel sind unserer Ansicht nach die Materialien, welchen die Zukunft des Brückenbaues gehört.

Wir schliessen hieran die Beschreibung zweier grösserer Brückenrüstungen der neuesten Zeit.

Der gewölbte Viadukt der Rheinischen Bahn bei Herdecke[1]) hatte feste Rüstungen, jedoch in einer Weise, welche dem oben in dieser Richtung Gesagten wenig entspricht. Seine grösste Schienenhöhe über der Flusssohle (der Ruhr) beträgt 30,45 m. Die zu verwendenden Bruchsteine kamen sämmtlich aus dem oberhalb des Viadukts an die Dammschüttung anschliessenden Bahneinschnitt. Es schien also Alles auf eine volle Einrüstung des Thalprofils und Anlage wagrechter Arbeitsbahnen hinzuweisen. Dennoch wurde hiervon Abstand genommen und nur eine feste Berüstung der Pfeiler ausgeführt, an deren jedem senkrechte Hebung der Materialien stattfand.

Man hatte an die Durchführung eines Arbeitsgleises neben dem Viadukt gedacht, welches in Stockwerken von je 5 m Höhe allmählich höher gelegt werden sollte. Hiergegen sprach zunächst der erhebliche Aufwand von Holz, sodann die Unterbrechung der Bauarbeiten bei dem jedesmaligen Aufrüsten eines Stockwerks, ferner zu befürchtende Störungen der anschliessenden Dammschüttung. Der Holzaufwand wäre noch durch die Nothwendigkeit erhöht worden, alle Pfeiler gleichzeitig berüsten zu müssen. Auch wären an allen Pfeilern Lauf-

[1]) Z. f. Bauk. 1881.

krahne nothwendig geworden. Endlich wurde eine mangelhafte Ausnutzung der Maurer beim Wölben befürchtet, wenn man nicht sämmtliche Gewölbe gleichzeitig mit Lehrgerüsten versehen und in Angriff nehmen wollte.

Man umgab daher, wie Fig. 98—101 zeigen, jeden Pfeiler mit einem Gerüst, durch welches an einem Ende das Arbeitsgleis hindurchgeführt wurde, um die Materialien in einem Hebethurm mittels einer Dampfwinde heben zu können. So konnte man jede der 3 Gruppen, in welche der 12 Bögen enthaltende Viadukt getheilt war, nach einander hoch führen und die Gerüste bei jeder folgenden Gruppe wieder benutzen. Die Pfeilergerüste bestanden aus 3 Stockwerken, deren obere je 9,6 m hoch, jedoch in der Mitte mehrmals versteift waren. An beiden kurzen Pfeilerseiten hatten sie je 2 feste Joche, von denen das

Fig. 98.

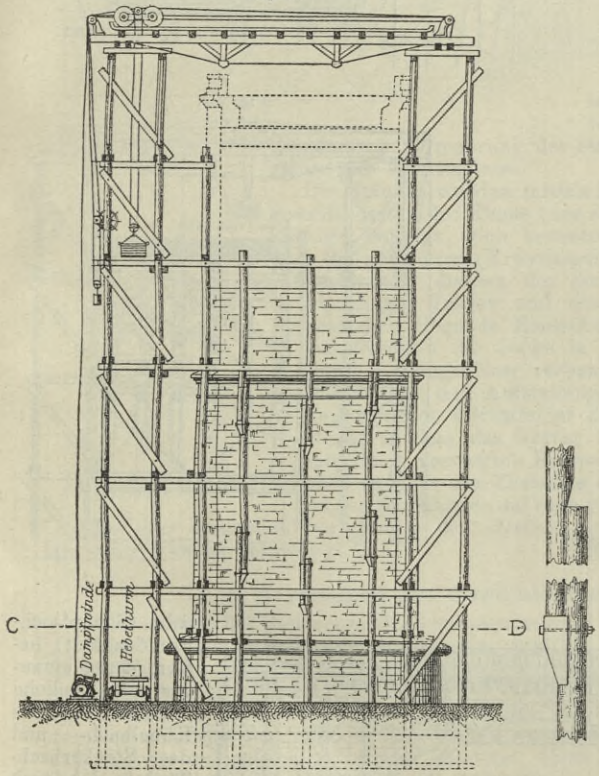
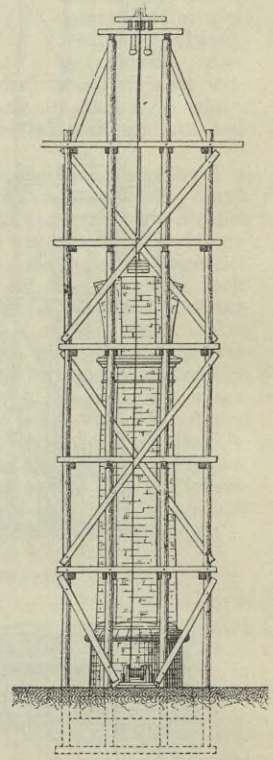


Fig. 99.



zwischen dem Hebethurm und dem Pfeiler liegende zwischen den mittleren beiden Stielen ausgeschlitzt war, um die Hindurchführung des an dem Laufkrahn hängenden Materials zu gestatten. Der untere Theil des Schlitzes wurde beim Fortschreiten des Baues mit Zangen ausgefüllt. Die Laufkrahne gestatteten eine wagrechte Bewegung nur quer zur Brücke, jedoch nicht in der Längenrichtung der letzteren; ihre Träger lagen vielmehr fest auf den Gerüstjochen. Dies bereitete bei der nicht sehr erheblichen Grösse der zu versetzenden Steine beim Pfeilerbau gar keine Schwierigkeiten; aber auch beim Gewölbebau konnten die geringen Bewegungen von der Pfeilermitte bis (höchstens) zur Gewölbemitte mit Hilfe von Stegen so leicht bewirkt werden, dass die Vermeidung kostspieligerer, in der Brücken-Längsrichtung beweglicher Laufkrähne gerechtfertigt erschien.

Das Lehrgerüst dieser Brücke haben wir schon auf S. 301 mitgetheilt. Wir tragen hier noch Fig. 102 nach, welche zeigt, wie das Lehrgerüst und Gewölbe von dem Arbeitsgerüst umfasst wird, ferner in Fig. 103 das Stirnmauergerüst.

Ein Beispiel der Rüstung für massive Viadukt-Pfeiler, zugleich für die Aufstellung des eisernen Ueberbaues dienend, mag uns die württembergische Gäu-

Fig. 100.

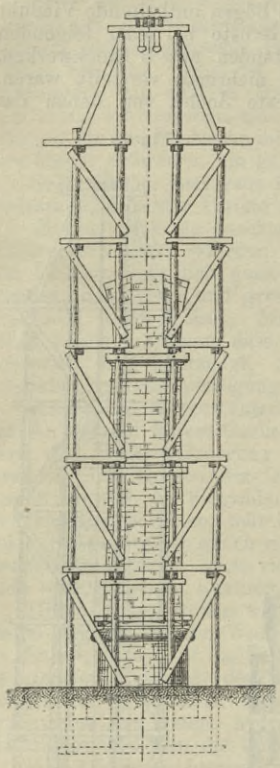


Fig. 101.

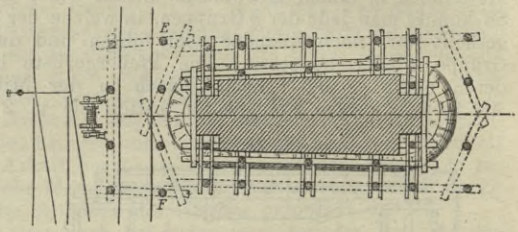
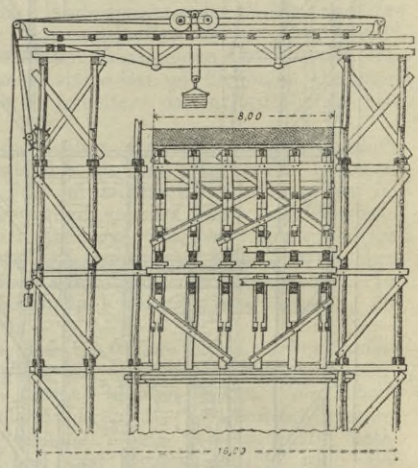


Fig. 102.



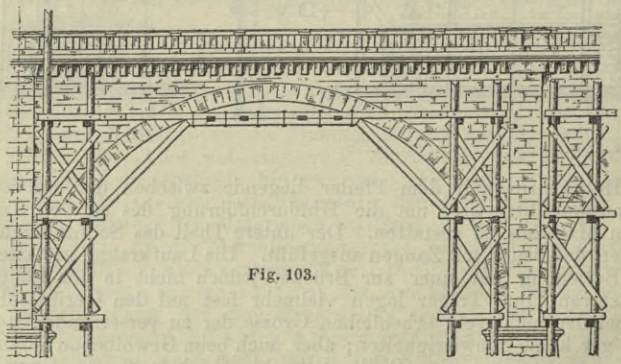


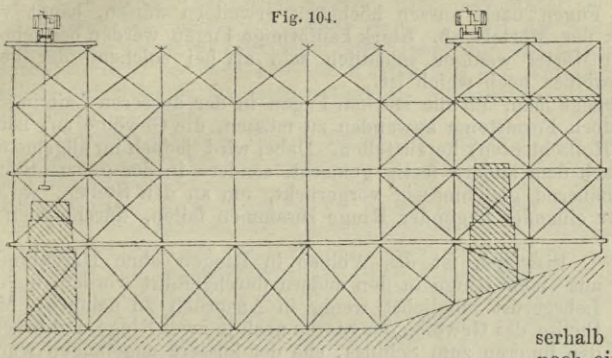
Fig. 103.

bahn (Schopfloch-Freudenstadt) liefern, deren einander sehr ähnliche Viadukte über das Kübelbach- und das Stockerbach-Thal in der durch die Fig. 104 u. 105 dargestellten Weise eingerüstet wurden.

Die Steinbrüche lagen hier ebenfalls an den benachbarten Hängen. Dies sprach für Ausfüllung des ganzen Thalprofils durch Gerüst und Herstellung wagrechter Arbeitsgleise in verschiedenen Höhen. Ausserdem war allerdings wohl die Noth-

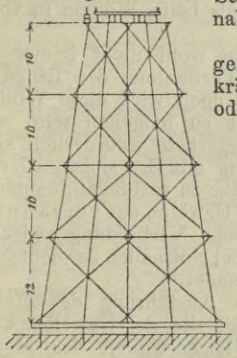
wendigkeit, einen Aufstellungsboden für den eisernen (kontinuirlichen) Ueberbau zu fertigen, hier entscheidend.

Fig. 104.



Als vortheilhafteste Bundweite und Höhe der Pfosten ergaben sich 10 m. Lange Hölzer sollten möglichst ausgeschlossen werden. Jedes Querjoch hatte drei mittlere Ständer in 2,5 m oberem Abstand zur unmittelbaren Aufnahme des (eingleisigen) eisernen Ueberbaues. Ausserhalb stand an jeder Seite noch ein stärker geneigter Ständer zur Vermehrung der Standfestigkeit und zur Aufnahme der Arbeitsgleise.

Fig. 105.



Die Ständer wurden mittels Zapfen auf Querschwellen gestellt und in der Ebene quer zur Brückenrichtung durch kräftige, schräge, sich kreuzende, zangenartige Streben oder Schwerthölzer (Kreuzbügen) abgesteift. Zur Längsverbindung dienten die die Arbeitsgleise tragenden verzahnten Träger und der auf den obersten Jochschwellen liegende Eisen-Aufstellungsboden. Ausserdem wurden die Joche in den unteren Stockwerken durch 3 Längshölzer verbunden und die an die Viaduktpfeiler, den Aufstellungsboden und das Erdreich angrenzenden Gerüstfelder durch Kreuzstreben ausgesteift, so dass das Gerüst in jeder Viadukt-Oeffnung mit einem versteiften Rahmen umgeben war. Das Gerüst stand in der Thalsohle auf eingerammten Pfählen, an den Berghängen auf rauh gemauerten kleinen Pfeilern.

Bei der statischen Berechnung des Gerüsts wurde der Winddruck mit 200 kg für 1 qm berücksichtigt.[1])

c. Herstellung des Gewölbemauerwerks.

Hinsichtlich des Steinverbandes verweisen wir auf S. 116 ff., Bauk. d. Archit.[2])

Die Wölbsteine sollen keilförmig sein, was bei natürlichen Steinen leicht zu erreichen ist, wenigstens bei Quadern; bei Bruchsteinen erfordert es schon viel Mühe die Einhaltung dieser Bedingung durchzusetzen.[3]) Auch bei Ziegeln liegt zwar kein Hinderniss vor, die Wölbsteine keilförmig herzustellen; wegen der Kosten pflegt man aber im Brückenbau (abgesehen etwa von Durchlässen und Entwässerungskanälen, deren Gewölbe kleine Krümmungs-Halbmesser [0,5 bis 1 m] haben) die Formsteine zu vermeiden.[4]) Auch das keilige Behauen oder Schleifen der Ziegel, welches Ersatz für Formsteine schaffen kann, ist zeitraubend und kostspielig.

Bisweilen kann man sich durch Anwendung einer etwas schwächeren Ziegelsorte für den inneren, einer stärkeren für den äusseren Theil des Gewölbes, oder durch Sortiren der Steine einer nicht ganz gleichmässig ausgefallenen

---

[1]) Z. f. Bauk. 1884. Sp. 158/60.

[2]) Vergl. Breymann, I. S. 58.

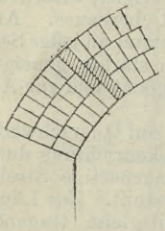
[3]) Als Kuriosum sei erwähnt, dass in den Bedingungen für die Bruchstein- oder Mantelstein-Lieferung zu einem Tunnel vorgeschrieben war, die Steine dürften nicht keilförmig sein. Dies sollte heissen, die Steine dürften nach dem Innern des Gewölbes nicht schwächer werden: allerdings das Mindeste, was man verlangen kann.

[4]) E. H. Hoffmann wendet bei seinen sogen. diszentrischen Bögen (D. R. P.) Formsteine an.

Lieferung helfen. Im allgemeinen aber wird der Unterschied der Schichthöhen an beiden Enden bei Ziegelgewölben in die Fugen verlegt. Das Maass, um welches sich die Fugen nach aussen höchstens erweitern dürfen, hängt von der Beschaffenheit des Mörtels ab. Stark keilförmige Fugen werden bei schnell bindendem gutem Mörtel weniger schädlich sein als bei solchem, der beim Ausrüsten des Gewölbes noch weich ist.

In England pflegt man, um die starken Fugen in der äusseren Laibung zu vermeiden, ohne doch Formsteine anwenden zu müssen, die Gewölbe aus lauter Läuferschichten (Rollschichten) herzustellen. Dabei wird jedoch im allgemeinen nicht ein Ring nach dem andern fertig gemacht, sondern in der ganzen Stärke des Gewölbes annähernd gleichmässig vorgerückt, um an den Stellen, wo die Fugen zweier über einander liegender Ringe zusammen fallen, durchbinden zu können, Fig. 106.

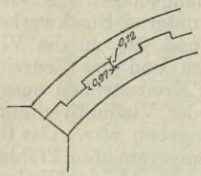
Fig. 106.



Bisweilen ist das Wölben in Ringen ohne Durchbinden aus einem Ringe in den andern durchgeführt worden, um das Lehrgerüst möglichst wenig in Anspruch zu nehmen. Man theilte das Gewölbe der Stärke nach in zwei Ringe und brachte den inneren zum Schluss, ehe der äussere angefangen wurde. Dieser letztere kann nun kaum mehr auf das Lehrgerüst drücken, welches also schwächer als beim Wölben in voller Stärke gemacht werden kann.[1])

Bei der Wölbung in Ringen ist wohl nicht immer mit Sicherheit auf eine gleichmässige Theilnahme der Ringe an der Druckübertragung zu rechnen; doch wird diese Wölbart bei sehr grossen Spannweiten nicht zu umgehen sein, weil sonst zu schwere und theure Lehrgerüste erforderlich sind.

Fig. 107.



Um die Vortheile der Ringwölbung mit der sicheren Kraftübertragung im Inneren der Gewölbe zu verbinden, empfiehlt Dr. Bräuler Herstellung grosser Gewölbe aus verzahnten Ringen, Fig. 107.[2]) Eine ähnliche Verbindung zwischen Gewölbe und Hintermauerung ist bei Normalien der deutschen Eisenbahn-Baugesellschaft angewendet.[3])

Das auf S. 297 über die Ausführung des Pfeilermauerwerks Gesagte gilt auch für die des Gewölbemauerwerks. Die Wichtigkeit der Gleichartigkeit des Mauerwerks durch den ganzen Querschnitt tritt hier wo möglich noch stärker hervor, da die spezifischen Pressungen im Gewölbe stärker zu sein pflegen (und auch mit Recht so angenommen werden) als in den Pfeilern. Dieser Erwägung Rechnung tragend hat man denn auch, namentlich in Deutschland und England, viele Brückengewölbe ganz aus Quadern hergestellt, während man in Frankreich das Ausreichende eines gleichartigen (homogenen) Bruchsteinmauerwerks für Gewölbe erkannte und vielfach solche Gewölbe ausführte. Ziegelgewölbe sind oft mit Quaderstein-Ringen ausgeführt, ohne dass sich bei sorgfältiger Arbeit und gutem Mörtel nachtheilige Folgen gezeigt hätten. Grundsätzlich ist aber, da wir die gleiche Fugenzahl in allen Theilen des Mauerwerks als erste Bedingung hinstellen, diese Ausführungsart nicht zu billigen.

In neuerer Zeit ist, wie wir demnächst an einigen Beispielen erläutern werden, der Betonbau für Gewölbe mehrfach in Anwendung gekommen, welchem man wenigstens Gleichartigkeit nicht absprechen kann.

Noch wichtiger als beim Pfeilermauerwerk ist beim Gewölbemauerwerk die Mörtelfrage; die Ansichten darüber sind getheilt. Der Kern der Frage ist: ob zur Zeit des Ausrüstens (der Entfernung der Lehrgerüste) der Mörtel im Gewölbe schon erhärtet sein soll, oder nicht. Dass er es bis zu einem gewissen Grade sein muss, steht wohl fest. Während aber sehr viele Techniker[4]) der Ansicht sind, der Mörtel müsse zur Zeit des Ausrüstens noch

---

[1]) Z. B.: Drac-Brücke bei Claix, Nouv. ann. Juliheft 1878; Viadukt von Chastellux, Ann. d. ph. et ch. 1882. II, S. 1.

[2]) Centr.-Bl. d. B. 1890. S. 263.

[3]) Dietrich, Baugew. Ztg. 1882. S. 78 ff.

[4]) U. a. auch Morandière.

etwas plastisch sein, so dass er sich an den Druckstellen der Querschnitte zusammendrücken kann, ohne dass sich an den gegenüber liegenden Rändern die Fugen öffnen, verlangen Andere, dass der Mörtel vor dem Ausrüsten erhärtet sei. Sie nehmen an, dass dann die bei der Ausrüstung nothwendig eintretenden Formveränderungen sich innerhalb der Grenzen der Elastizität halten werden, so dass hier die Ausführung den Anforderungen der Theorie, welche das Gewölbe als einen gebogenen, vollkommen elastischen Stab ansieht, am nächsten kommt.

Betrachtet man die Tabelle auf S. 251, Bd. II. 1, des Handb. d. Ing.-Wiss. und sieht zunächst von der Tilsit-Brücke, welche angeblich gar keine Senkung nach dem Ausrüsten zeigte, ab, weil dabei besondere Vorsichtsmassregeln ergriffen wurden, so sind die beiden Brücken, welche sich am wenigsten nach dem Ausrüsten senkten, die Napoléon-Brücke zu St. Sauveur (0,005 m) und die Drac-Brücke bei Claix (0,004 m), die erstere ein Halbkreisbogen von 42 m Weite, die zweite ein Segmentbogen von 52 m Weite und 7,4 m Pfeil. Nimmt man noch den in der Anm. 27 auf S. 173, Bd. II. 1, des erwähnten Handbuches angeführten Pont aux Doubles, 31 m weit mit $^1/_{10}$ Pfeil hinzu, welcher sich nach dem Ausrüsten nur 0,0015 m senkte, und bemerkt, dass diese drei Brücken aus Bruchsteinen in Zementmörtel ausgeführt wurden, so wird man kaum der Ansicht derer, welche das Erhärten des Mörtels vor dem Ausrüsten verlangen, das Anerkenntniss der Berechtigung versagen können. Hinzu kommt noch, dass man die Festigkeit des Steinmaterials unter Anwendung von Zementmörtel besser ausnutzen kann als unter der von Kalkmörtel. Wir verweisen dieserhalb auf S. 276 ff.[1])

Manche Ingenieure sind freilich grundsätzliche Gegner der Anwendung von Zementmörtel, namentlich von reinem Zementmörtel im Brückenmauerwerk, weil sie schlechte Erfahrungen mit diesem Material gemacht haben. Im Elsass soll es zu Anfang der 70er Jahre vorgekommen sein, dass ein ganzer Viadukt abgetragen werden musste, weil der in seinem Mauerwerk verwendete Zement trieb. Dass nach solchen Erfahrungen eine Zeit lang Abneigung gegen die Verwendung von Zement herrschte, zumal in einem Lande, welches wie Elsass sehr guten hydraulischen Kalk besitzt, kann nicht Wunder nehmen. Solche Abneigung aber bei dem heutigen Stande unserer Zementfabrikation zu verallgemeinern, geht zu weit und sie sollte keinesfalls von der Anwendung verlängerten Zementmörtels[2]) abhalten, wenn es sich darum handelt, Gewölbe herzustellen, welche sich nach dem Ausrüsten so wenig setzen, wie die drei vorhin genannten französischen. Steht ein hydraulischer Mörtel zur Verfügung, welcher bei hinreichender Erhärtungszeit denselben Erfolg ohne Zementzusatz gewährleistet, so würde freilich kein Grund zur Zuhilfenahme des Zements vorliegen.

Zum Vergiessen von Sandsteinquadern sollte man Zement-Mörtel ohne Sandzusatz nicht verwenden, denn er erzeugt dort häufig neben den Fugen nach einiger Zeit farbige Ränder (Abscheidungen), welche zwar nicht die Festigkeit, wohl aber das Aussehen des Bauwerks beeinträchtigen; es besteht bei ungemagertem Mörtel überdem die Gefahr des Treibens.

Was die Betongewölbe betrifft, zu welchen die Gewölbe aus sehr kleinen unregelmäfsigen Bruchsteinen, deren Standfähigkeit und Festigkeit wesentlich auf dem kräftigen, zur Anwendung gekommenen Mörtel beruht, den Uebergang bilden, so ist als eins der hervor ragendsten Uebergangs-

---

[1]) Rinecker (Z. f. Bauk. 1879. S. 623) äussert sich in dieser Beziehung: „Man täuscht sich noch vielfach über die Festigkeit von Mauerwerkskörpern, wenn man glaubt, durch die Anwendung besonders starker Steinsorten in kräftigen Dimensionen, bei gleichzeitiger Verwendung eines geringen Mörtels grosse Widerstandsfähigkeit der ganzen Konstruktion erzielen zu können. Nur die Festigkeit des schwächsten Gliedes — zumeist also des Mörtels — ist hier, wie bei allen Konstruktionen, für die Festigkeit des Ganzen massgebend. Um daher die grössere Festigkeit guten Steinmaterials zur geringeren Dimensionirung der Mauerwerkskörper möglichst ausnutzen zu können, ist die Verwendung besten Zementmörtels eine absolute Nothwendigkeit."

[2]) Mit verlängertem Zementmörtel: 1 Zement, 4 Kalk, 10 Sand und Trachyt-Bruchsteinen von der Wolkenburg, als ganz rauhes Bruchsteinmauerwerk, ist das Gemäuer der Kunstbauten (einschliesslich zweier Viadukte) der im Sommer 1883 eröffneten Zahnradbahn auf dem Drachenfels ausgeführt. Als Durchschnittspreis für Mauerwerk wurde 18 M., als Zulage für Gewölbemauerwerk (wegen der Lehrgerüste) 4 M. für 1 cbm gezahlt. D. Bztg. 1883. S. 350.

bauwerke die Alma-Brücke in Paris zu erwähnen,[1]) bei der die Gewölbelaibungen aus gespitztem Kalkstein, der übrige Theil der Gewölbe aus unregelmässigem Bruchstein-Mauerwerk in Romanzement-Mörtel hergestellt wurde.

Aus Beton im strengen Sinne des Worts finden wir kleinere Brücken bei Laibach,[2]) sodann zwei Brücken von etwa 10 m Weite (über den Lavale und und den Iregua) in Spanien.[3]) Ein sehr kühnes Beispiel ist die Strassenbrücke des Saillants über die Isère, Fig. 108, mit 0,75 m Scheitelstärke bei 26 m Weite und $^1/_{10}$ Pfeil (33,8 m Laibungshalbmesser). Das Gewölbe und das damit zusammenhängende Widerlagerstück aus besserem, der übrige Theil der Widerlager usw.

Fig. 108.

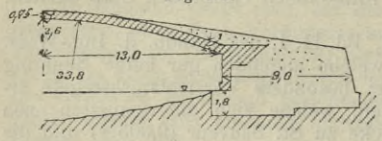


Fig. 109.

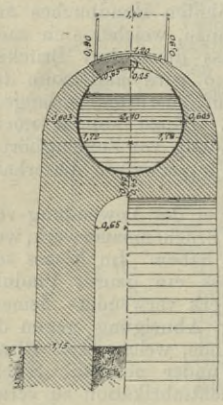
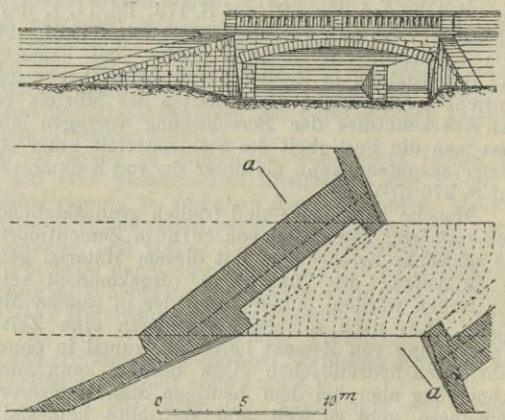
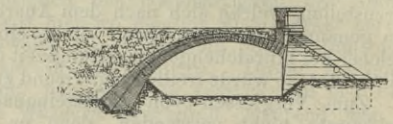


Fig. 110.



aus geringerem Beton (Kies, Sand, Zement). 1 cbm Gewölbebeton kostete 36 ℳ, 1 cbm Fundamentbeton 13,2 ℳ.[4])



Eine grossartige Anwendung hat der Betonbau bei den Aquadukten der Vanne-Wasserleitung gefunden. Einer derselben im Walde von Fontainebleau hat eine Länge von 2000 m und besteht aus 2 Oeffnungen von 30 m, 67 Oeffnungen von 12 m, der Rest aus Oeffnungen von 7 m, Spannweite, Fig. 109.

Eine Zusammenstellung der über Betonbauten im Gebiete des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine gemachten Erfahrungen findet sich in d. Zeitschr. f. Bauk. 1881. S. 519. Hier wird das vorhin als „Uebergang zum Beton“ bezeichnete Zement-Bruchsteinmauerwerk wie folgt beschrieben. Man setzt dabei sog. Kopfsteine, welche nur $^1/_4$ der beabsichtigten Gewölbedicke erreichen, in recht vollen Mörtel nach dem Fugenschnitt auf den Lehrbogen und stellt die am Gewölbe noch fehlende Stärke durch guten Zementmörtel her, in welchen dann kleinere oder grössere unregelmässige Steine möglichst regelrecht und im Verbande mit dem Hammer eingetrieben werden. Von Zeit zu Zeit werden zur Erhaltung des guten Verbandes die Schichten regelmässig nach dem Fugenschnitte abgeglichen. Das Mauerwerk besteht bei gutem, fein gemahlenem Zement etwa aus 1 Zement, 5 Sand, 10 Steine.

---

[1]) Dupuit, ponts en maçonnerie.
[2]) Zeitschr. d. österr. Arch. u. Ing. Ver. 1865.
[3]) Rziha, E. U. u. O. B. II. S. 194.
[4]) Z. f. Bauk. 1880. S. 240.

In Deutschland hat sich um die Ausbreitung derartiger Gewölbe u. a. die Vorwohler Portland-Zementfabrik bemüht, von welcher die Lenne-Brücke bei Vorwohle[1]), Fig. 36, Liebold-Brücke in Glesse[2]), Fig. 110, 2te Glesse-Brücke, Bode-Brücke in Stassfurt, Chaussee- und Bahndurchlässe in Kreiensen, Gandersheim und auf der Berlin—Koblenzer Bahn hergestellt worden sind; sehr bedeutende Ausführungen dieser Art liegen auch von den Firmen Dyckerhoff & Widmann in Biebrich, sowie Gebrüder Leube in Ulm, vor.

Da es bei derartigen Bauten sehr auf die Einzelheiten der Ausführung ankommt, so mögen noch einige Notizen darüber Platz finden.

Das Verfahren bei der Lenne-Brücke zu Vorwohle wird a. a. O. wie folgt beschrieben: „Der Mörtel, aus 3 Th. Sand und 1 Th. Zement zusammengesetzt, ist bei der Herstellung des Brückengewölbes in Bahnen von 1 m Breite zu den beiden Seiten der Widerlager gleichzeitig, etwa 12—15 cm stark auf der Schalung ausgebreitet worden; alsdann sind Kalksteine in Plattenform von 15—25 cm Höhe in normal auf den Bogen gerichteten Lagen in die Mörtelschichten eingedrückt; sodann erfolgte Abgleichung der äusseren Laibung mit einer zweiten Mörtellage, bei welcher Kalksteinstücke kleinerer Art als Einlagen benutzt wurden. Auf völlige Umschliessung der Kalksteine mit Mörtel, um sie vor dem Einfluss der Atmosphärilien zu schützen, ist sorgfältig gehalten worden.

Die Glesse-Brücke entfernt sich wieder mehr vom Beton und nähert sich dem Mauerwerk im eigentlichen Sinne des Worts. Sie ist aus unbearbeiteten Bruchsteinen und magerem Zementmörtel, und zwar mit strengster Beobachtung der durch einen guten Verband vorgeschriebenen Regeln, ausgeführt worden. Zum Widerlager ist Mörtel aus 1 Th. Zement und 7 Th. Sand, zum Gewölbe solcher aus 1 Th. Zement und 5 Th. Sand verwendet. Mit diesem mageren Mörtel sind die unbearbeiteten Bruchsteine in vollen starken und auf der Drucklinie des Gewölbes normal stehenden Fugen vermauert.

Dies Verfahren weicht nicht sehr von dem auf S. 15 Jahrg. 1878 d. Dtsch. Bauztg. beschriebenen ab, welches bei den Bauwerken der Fischbachbahn zur Anwendung kam. Nur dass dort etwas mehr Sorgfalt auf die Form der Steine verwendet zu sein scheint, wogegen andererseits ein schwächerer Mörtel genommen wurde, als bei der Glesse-Brücke. Welche Berechtigung der Gebrauch stärkeren oder schwächeren Mörtels hat, darüber geben die Mittheilungen auf S. 276 einigen Anhalt.

Einen entscheidenden Einfluss hat hier ferner die Erwägung, ob und wie weit man in der Berechnung massiver Bögen Zugspannungen zulassen will. (Vergl. S. 278).

Die Glesse-Brücke zeigte bei der 7 Tage nach der Vollendung erfolgten Ausschalung nur eine Senkung von 8 bis 9 mm, was, da die Brücke schief gemessen (∢ zwischen Fluss und Strassenrichtung $37^1/_2{}^0$) 13,6 m weit ist und 1,85 m Pfeil hat, einem Koeffizienten $\frac{1}{n} = 0{,}0007$ in der auf S. 303 erwähnten Bauernfeind'schen Formel entspricht. Die Probebelastung bestand aus 2 Streifen von 1,5 m Breite und 1,26 m Höhe aus Kalkbruchsteinen, zwischen denen 2,2 m für den Verkehr und eine 5000 kg schwere Strassenwalze frei blieben, welche am Tage der Probe mehrmals, ein mal über vertheilte Steinstücke, die Brücke passiren musste. Hierbei zeigten sich weder Risse noch Deformationen noch Einsenkungen.

Als weitere Brückenausführungen in Zementbeton sind zu erwähnen: die Strassenbrücke über die Aach bei Zwiefalten in Württemberg (Beton: 1 Zem., $2^1/_2$ Sand, $3^1/_2$ Schlegelschotter, $1^3/_4$ Kies — 1 cbm = 32 ℳ) und eine Strassenbrücke über einen Illarm beim Bahnhof Strassburg.[3]) Letztere hat 2 Oeffnungen je 14 m weit, 1,55 m Pfeil, 0,5 m Scheitelstärke. In der Mitte der Fahrbahn liegt auf dem Gewölbe im Scheitel eine Zementmörtelschicht von 0,055 m Stärke und auf dieser unmittelbar der als Fahrbahn dienende Asphaltbelag von 0,015 m Stärke. Sobald die Höhe über dem Gewölbe es gestattet, besteht die Fahrbahn

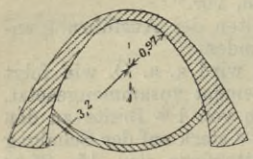
---

[1]) D. Bztg. 1877. S. 259.
[2]) D. Bztg. 1878. S. 310 u. 453.
[3]) Z. f. Bauk. 1881, S. 519.

aus Pflaster. Zur Herstellung der Wölbung wurden Bruchsteine auf die Schalung gesetzt und mit Zementmörtel vergossen.

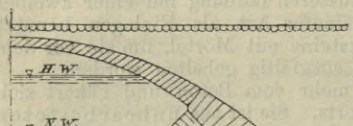
Fig. 111 zeigt den Querschnitt eines städtischen Bruchstein-Kanals der Vorwohler Zementfabrik dessen Nutzöffnung 5,25 qm, dessen Mauerquerschnitt 3,05 qm beträgt. Die in Fig. 112 dargestellte, im Herbst 1881 in Arnstadt (Thüringen) innerhalb 5 bis 6 Wochen ausgeführte Gera-Brücke ist von derselben Fabrik im Widerlager mit Zementmörtel 1 : 7, im Gewölbe 1 : 5 hergestellt. Eine Brücke über die Veveyse bei Vevey ist 18 m weit und hat bei $^1/_{13}$ Pfeil 1 m Scheitelstärke. Materialmischung 1 Th. Zement zu 7 Th. Kies und Sand (letztere 2 : 1).

Fig. 111.



Ein in den Jahren 1876—78 aus Bruchsteinen in Zementmörtel erbauter Strassenviadukt ist derjenige von Chastellux.[1]) Da die Bruchsteine verwendet werden konnten wie die benachbarten Einschnitte sie hergaben, ist der Bau ausserordentlich billig geworden (bei 20 m grösster Höhe über Niedrigwasser, 6 m Stirnbreite und 132,6 m Gesammtlänge, 11 Halbkreisbögen von 9,5 m Weite: Kosten 38,4 ℳ für 1 qm Ansichtsfläche).

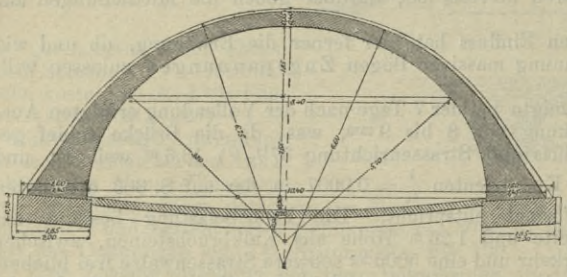
Fig. 112.



In Oesterreich ist der Zementbeton in Folge günstiger Ergebnisse bei Schiessversuchen 1875 zu Olmütz für Kasemattengewölbe eingeführt.[2])

Ueber zahlreiche Betonbauten berichtet E. Dyckerhoff in einem längeren Aufsatz in der Deutschen Bauzeitung (1888, S. 242). Wir entlehnen demselben als Beispiel die Ueberwölbung des Fluthgrabens im Brausenwerth in Elberfeld, deren Maasse aus Fig. 113 hervorgehen. Der Beton besteht für die Fundamente aus: 1 Theil Zement, 7 Theile Kiessand, 9 Theile Steinschlag; für den Bogen aus 1 Th. Zement, 6 Th. Kiessand, 8 Th. Steinschlag.

Fig. 113.



Der Beton, als sogen. Stampfbeton bereitet, wird trocken gemischt und erhält so viel Wasser, dass eine erdfeuchte, gleichmässige Masse entsteht, von so viel Zusammenhalt, dass sie sich mit der Hand eben zusammenballen lässt. Er wird in Lagen von 18—20 cm Stärke eingebaut und mit 12—15 kg schweren Stampfen so lange gestampft bis die Masse dicht ist und sich Wasser auf der Oberfläche zeigt. Die Lehrgerüste müssen wegen der Erschütterungen des Stampfens stärker und standfester sein als bei gewöhnlichen Gewölben. Sie werden mit Blechtafeln abgedeckt.

Erwähnt sei hierbei, dass Dyckerhoff Bauwerke, welche wasserdicht sein sollen, mit einem 10—15 mm starken Zementmörtel-Verputz überzieht aus 1 Th. Portland-Zement und 2 bis $2^1/_2$ Th. scharfem Sand, welchem, wenn der Sand wenig feines Material enthält noch etwa 0,1 Th. hydraulischer oder Fettkalk zugesetzt werden. In dieser Weise hat er zahlreich dichte Wasser- und Gasbehälter-Bassins erzielt.

Eine sehr gründliche Beschreibung des im Herbst 1885 ausgeführten Baues

[1]) Ann. d. p. et Ch. 1882, II, S. 1.
[2]) Z. f. Hann. 1882, Sp. 576.

einer 4,3 m weiten schiefen Chausseebrücke aus gestampftem Zementbeton in Bornhöved in Holstein giebt v. Dorrien.[1]) Obwohl die Spannweite nur klein ist, wurde eine sorgfältige graphische Berechnung angestellt und a. a. O. mitgetheilt. Sie ergiebt im Gewölbe höchstens 6 kg, auf der Fundamentsohle 2,1 kg Druck und keine Zugspannung. Dabei ist einseitige Belastung durch eine 7000 kg schwere Chausseewalze berücksichtigt.

Das Mischungsverhältniss für den oberen Gewölbetheil betrug:

1 Gewichtstheil Zement,
4 „ Sand,
3 „ Grand,
6,33 „ Steinschlag.

Der untere Gewölbetheil erhielt etwas weniger Zement.

Die Gesammtkosten stellten sich für

1 cbm	Gewölbemauerwerk	auf	32,69 ℳ
1 „	Stirn „	„	38,43 „
1 „	Abdeckungsplatten	„	58,55 „
1 „	Brüstungsmauerwerk	„	85,24 „

Schliesslich muss darauf hingewiesen werden, dass die jüngst zeitliche umfangreiche Verwendung des Zements im Brückenbau, sei es im Bruchsteinmauerwerk, sei es im Beton, immerhin noch neu ist, und dass man vor einem endgiltigen Urtheil über diese Bauweise die Erfahrungen einer längeren Reihe von Jahren wird abzuwarten haben.[2])

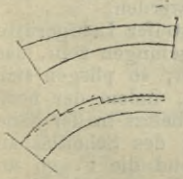
Die Richtung der Lagerfugen in den Gewölben muss genau genommen, rechtwinklig zur Stützlinie stehen. Bauer schreibt dies auch für die praktische Ausführung von Durchlässen, bei welchen er die Gewölbemittellinie als Parabel konstruirt, vor.[3])

Da aber hierbei an der innern Laibung spitze Fugenwinkel entstehen, so ist die Arbeit unbequem.

Auch würde eine Abweichung der Fugen von der theoretisch erforderlichen Richtung nur dann bedenklich sein, wenn sie grösser wäre als der Reibungswinkel des Materials.

Gewöhnlich richtet man daher die Lagerfugen unter geringer Abweichung von der theoretisch gebotenen Lage senkrecht zur inneren Laibung. Dies liegt um so näher, wenn die Erzeugungslinie der Letzteren ein Kreis- oder Korbbogen ist, da dann die Fugenrichtung sehr leicht durch einen auf die Schalung zu setzenden Winkel, dessen einer Schenkel bogenförmig ausgeschnitten ist oder durch eine im Mittelpunkt des Kreisbogens befestigte Schnur (Latte) kontrollirt werden kann. Bei Quadergewölben kann man, wie Perronet bei der Brücke von Neuilly, die Lagerflächen der Steine durch Anhalten eines Quadranten einrichten, dessen Stellung durch ein Loth bestimmt wird, für welches einerseits ein fester Durchgangspunkt, andererseits auf einem um diesen Punkt beschriebenen Kreisbogen für jede Fuge ein Theilstrich vorgerissen ist. Den Fugenschnitt schiefer Gewölbe behandeln wir weiter unten (S. 334 ff.).

Fig. 114.



Die Zunahme der Gewölbestärke vom Scheitel nach den Widerlagern hin kann man bei natürlichen Steinen und Beton leicht den theoretischen Anforderungen entsprechend, d. h. allmählich oder stetig, herstellen, Fig. 114. Bei Ziegelgewölben rundet man die theoretisch erforderliche Stärke in der Regel

---

[1]) D. Bztg. 1886, S. 183 (m. Abb.)

[2]) Vielleicht ruft die vorliegende Veröffentlichung Mittheilungen darüber, wie sich eins oder das andere der erwähnten Bauwerke gehalten hat, hervor.

Dass man bei Herstellung von Betongewölben mit grosser Strenge auf die ausschliessliche Verwendung guten Zements halten und sich durch Versuche von der Güte der Lieferungen überzeugen muss, ist eigentlich selbstverständlich. Es sei aber auf ein abschreckendes Beispiel hingewiesen. Beim Bau der griechischen Eisenbahnen stürzte am 20. Februar 1886 ein Betongewölbe von etwa 30 m Lichtweite gleich nach dem Ausrüsten ein, weil Cement von „ungleicher und überhaupt mangelhafter Beschaffenheit verwendet war. (D. Bztg. 1886, S. 10 nach d. Schweizerischen Eisenb.-Ztg. 1885, No. v. 7. Novbr.)

[3]) Z. f. Bauk. 1879. S. 54.

auf halbe Steinstärken (nach oben) ab und stellt auch die Zunahme des Querschnitts nach den Widerlagern hin stufenförmig her, indem der Gewölberücken jedesmal um einen halben Stein zurückspringt, wenn die Umhüllung des theoretisch zunehmenden Querschnitts dies erfordert.

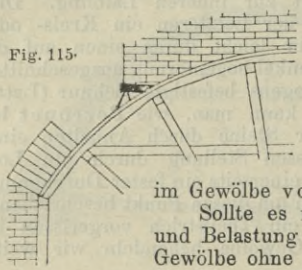
E. H. Hoffmann stellt mit Hülfe besonderer Formsteine, trapezoidischer Ziegel, den theoretischen Querschnitt genau her. Diese Art der Ausführung ist ihm patentirt (D. R.-P. 8541). Da die äussere Bogenlaibung mit der inneren nicht konzentrisch ist, nennt er diese Ziegelbögen „diszentrische“ [1]).

Die wichtigste Aufgabe, die bei der Ausführung eines Gewölbes zu lösen ist, besteht nun darin, dasselbe fertig zu stellen, ohne dass bereits vorher Formveränderungen eintreten, welche, wenn sie auch nicht geradezu gefährlich werden, doch die Voraussetzungen der Theorie, auf Grund deren das Gewölbe berechnet ist, mehr oder weniger in Frage stellen.

Jedes Lehrgerüst, welches nicht sehr kräftige und sorgfältig angeordnete wagrechte Aussteifungen in verschiedenen Höhenlagen hat (siehe das Lehrgerüst des Aulne-Viadukts usw. auf S. 305), hebt sich bei der fortschreitenden Wölbung im Scheitel. Rückt die Wölbung über einen gewissen Punkt vor, so geht das Gerüst plötzlich wieder herunter, und es entstehen Risse in der Nähe der sogen. Bruchfuge. Bei kräftig wagrecht ausgesteiften Lehrbögen wird immerhin noch in Folge des Zusammenpressens der Hölzer und des Verschwindens kleiner Spielräume an den Stossstellen eine geringe Hebung im Scheitel eintreten. Es ist daher eine allgemeine und nie zu vernachlässigende Regel, dass die Lehrgerüste vor dem Beginn des Wölbens in ihrem mittleren Theil und möglichst weit nach den Kämpfern hin, mit einer dem endgiltigen Gewölbegewicht thunlichst gleich kommenden Belastung versehen werden.

Man verwendet zu dieser Belastung die Gewölbesteine und hilft sich, um mit der Packung recht weit nach dem Kämpfer hinab kommen zu können, durch Anbringung wagrechter oder etwas nach dem Scheitel geneigter Bretter, die man mit Knaggen auf dem Lehrgerüst befestigt, Fig. 115. Bei Hausteinen wird dies letztere Mittel in ausgedehnterem Maasse mit Vortheil angewendet, da man sämmtliche Steine dann aufrecht stellen und die einzelnen leicht aus ihrer vorläufigen in die endgiltige Lage bringen kann.

Fig. 115.



Als äusserste Grenze, bis zu welcher man dies vorläufige Belasten der Lehrgerüste treiben kann, ist das bei der Tilsit-Brücke in Lyon eingehaltene Verfahren anzuführen.[2]) Dort wurden die Wölbsteine (Quadern) trocken versetzt und erst nach dem Versetzen sämmtlicher Schichten vergossen. Wenn man das „Vergiessen“ überhaupt billigt, so ist jedenfalls anzuerkennen, dass hierdurch Formveränderungen im Gewölbe vor dem Ausrüsten vermieden werden.

Sollte es nun durch Anwendung sehr steifer Lehrgerüste und Belastung derselben vor dem Wölben gelungen sein, das Gewölbe ohne Risse zum Schluss zu bringen, so pflegen sich die Risse doch beim Ausrüsten einzustellen, indem der noch etwas weiche Mörtel sich in Folge des „Setzens“ der Gewölbelast in der Nähe der „Bruchfugen“ an der inneren Laibung, in der Gegend des Scheitels an der äusseren Laibung zusammendrückt, und dementsprechend die Fugen an den entgegengesetzt liegenden Stellen der Laibungen sich öffnen.[3]) Es bleibt

---

[1]) Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881. S. 237. — Uebrigens sind bereits 1869 die Stirnringe einer Chaussee-Unterführung der Berliner Verbindungsbahn bei Rummelsburg aus Ziegeln „diszentrisch“ hergestellt, wenn auch ohne Anwendung von Formsteinen.

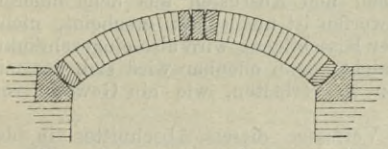
[2]) Morandière S. 189 u. 488 u. Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1, S. 252.

[3]) Diese Veränderungen im Gewölbe werden noch dadurch unterstützt, dass die Widerlager thatsächlich nicht, wie sie es theoretisch sein sollen, unwandelbar sind. Sind sie mit langsam erhärtendem Mörtel erst kurz vor der Ausführung des Gewölbes aufgemauert, so werden sie schon aus diesem Grunde sich etwas verändern, wenn der Gewölbedruck plötzlich auf sie kommt. Ist der Mörtel schon vollständig erhärtet, so geben sie noch in Folge der Elastizität des Materials etwas nach. Wären sie aber starre Körper, so würde sich in den meisten Fällen der Baugrund ungleichmässig zusammendrücken und es würde ein geringes Kanten der Widerlager

dann nichts übrig, als die geöffneten Fugen noch mehr auszukratzen und durch hineingestopften oder hineingegossenen Mörtel wieder zu schliessen. An der inneren Laibung (im Scheitel) ist dies selbstredend noch schwerer, als an der äusseren. Allerdings pflegt sich das Aufgehen der Fugen dort weniger leicht zu zeigen.

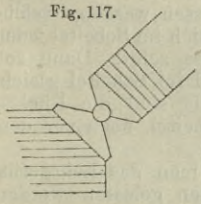
Gelingt es auf diese Weise auch, Gewölbe herzustellen, welche Bestand haben, so befriedigt doch der ganze Vorgang nicht. Man hat sich daher bemüht, besondere Mittel zu ersinnen, um die Gewölbe ohne Risse fertig zu stellen. Dahin gehört zunächst die annähernde Herstellung von drei Scharnieren im Gewölbe. Heinzerling[1]) empfiehlt die Fixirung der Lage der Stützlinie im Gewölbe durch sogen. Druckschläge, Fig. 116, an den Kämpfern und im Scheitel. Indem man Hausteine von grosser Härte an diesen Stellen einlegt und durch schwach zylindrische Bearbeitung der Lagerfugen den Druck zwingt, sich nahezu auf eine Linie zu vereinigen, ermöglicht man den Gewölbeschenkeln die Ausführung kleiner durch das Setzen der Lehrgerüste und das Ausrüsten hervor gerufener Bewegungen, ohne dass Risse im Mauerwerk entstehen.

Fig 116.



Man hat, noch weiter gehend, vorgeschlagen, an den Kämpfern und im Scheitel Gussplatten und Stahlbolzen einzulegen, also Scharniere im eigentliche Sinne des Wortes herzustellen, Fig. 117.

Fig. 117.



Die Gewölbe einiger Brücken der sächsischen Staatsbahnen haben dadurch drei Gelenke erhalten (einige nur zwei Kämpfergelenke), dass man die Kämpferfugen sowie eine der Fugen nächst dem Scheitel krümmte und dem konvex abgegrenzten Wölbstein einen etwas kleineren (Halbem.) gab als dem konkaven.[2]) Die Gewölbe konnten die kleinen Bewegungen nach dem Ausrüsten ohne Beschädigung durchmachen. Ein Abspringen der Kanten der aus Pirnaer Sandstein hergestellten Wölbsteine wurde nirgend bemerkt. Die Gelenkfugen sind dann mit Zementmörtel ausgefüllt. Wegen der Berechnung der Pressungen in den Gelenkfugen verweisen wir auf die angeführte Quelle.

Einer annäherungsweisen Herstellung wenigstens zweier Scharniere kommt es gleich, wenn man das Gewölbe an den Kämpfern so schwach macht, dass dort die Festigkeit des Materials schon bei gleichmässiger Vertheilung der Pressungen voll in Anspruch genommen wird, während im Scheitel mehr Material vorhanden ist, um der Stützlinie Raum zum Ausschlage bei einseitiger Belastung zu geben. Diese Anordnung ist bei Versuchsbögen der Zementfabrik von Feege u. Gotthard zur Anwendung gekommen.[3])

Fig. 118.

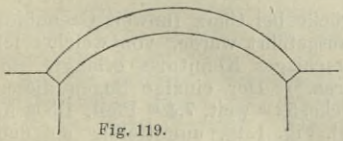
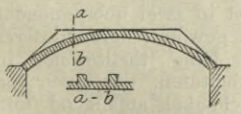


Fig. 119.



Hier ist auch der Vorschlag von E. Dietrich einzuschalten,[4]) welcher die nur für ruhende Last hinreichend stark herzustellenden Gewölbe durch Rippen nach Fig. 119 verstärken will, um so die nöthige Aussteifung für einseitige Belastung zu erlangen.

---

eintreten, welches, gleich den vorher besprochenen Erscheinungen, eine geringe Vergrösserung der Spannweite und dadurch eine Rissebildung im Gewölbe zur Folge haben würde.

Es ist klar, dass gesprengte Lehrgerüste geeigneter sind, die aus der Wandelbarkeit der Widerlager hervor gehenden Störungen beim Gewölbebau hintan zu halten, als fest unterstützte. Bei ihnen empfangen die Widerlager schon während des Wölbens, allmählich zunehmend, nahezu dieselben senkrechten und wagrechten Drücke, wie nach der Fertigstellung des Gewölbes. Das Lösen der Lehrbögen kann also eine Wandlung in den Widerlagern nicht hervor bringen.

[1]) A. B.-Z. 1872. Theorie, Konstruktion und allgemeine Berechnung der Brückengewölbe.

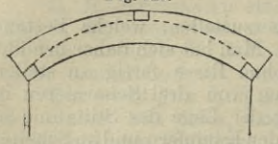
[2]) Aufsatz von Köpcke, Z. f. Hann. 1888. S. 373.

[3]) D. Bztg. 1879. S. 358.

[4]) Baugew.-Ztg. 1882. S. 161.

Ein Vorschlag von Intze[1]) geht dahin, im Scheitel, Fig. 120, fast bis zu $^1/_3$ der Gewölbedicke von der äusseren Laibung aus und (bei Segmentbögen) am Kämpfer ebenfalls bis zu $^1/_3$ der Gewölbedicke von der inneren Laibung ausgemessen die Berührung der Schichten durch Fehlenlassen von Mörtel oder Steinschichten oder durch Anarbeiten von Druckflächen bei Quadern zu unterbrechen. Erst nach dem Ausrüsten sind die belassenen Fugen auszugiessen, bezw. die fehlenden Schichten einzumauern. Diese Methode ist bei mehren grösseren gewölbten Brücken der Rheinischen Bahn 1878 mit Erfolg zur Anwendung gekommen,[2]) wobei jedoch noch, um die Lehrgerüste nicht zu stark zu belasten, die Gewölbe in zwei Ringen hergestellt wurden.

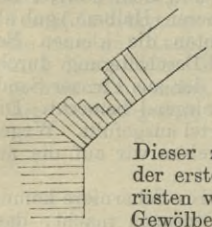
Fig. 120.



Dass die Stützlinie hier beim Wölben und Ausrüsten aus dem inneren Drittel (Kern) des Gewölbes, wie es entworfen ist und später erscheint, nicht heraus treten kann, ist klar. Die Gefahr der Rissebildung wird also eingeschränkt. Ganz ausgeschlossen ist sie aber wohl nicht; denn offenbar wird sich das mit den obigen Lücken hergestellte Gewölbe so verhalten, wie ein Gewölbe von $^2/_3$ der Stärke dieser ohne Lücken.

Ein anderer Vorschlag, den der Verfasser dieses Abschnittes in der D. Bztg. 1878, S. 509, machte, bezweckt nicht, der Stützlinie eine bestimmte Lage vorzuschreiben, sondern das Gewölbe als elastischen gebogenen Stab fertig zu stellen, von welchem man annehmen kann, dass er den Voraussetzungen der Elastizitätslehre, auf denen die statische Berechnung beruht, entspricht. Es sollen danach an den Bruchfugen Lücken, Fig. 121, von oben her gelassen werden, welche etwa die Form der Lücke haben, die sich im Scheitel jeden Gewölbes unmittelbar vor dem Schluss zeigt. Dann soll das Gewölbe an den Bruchfugen und im Scheitel gleichzeitig geschlossen werden. Jedenfalls sind die Lücken an den Bruchfugen, gleich der am Scheitel, noch vor dem Ausrüsten zu schliessen.

Fig. 121.



Darauf muss dem Mörtel, ehe man das Lehrgerüst löst, Zeit zum vollständigen Erhärten gelassen werden. Dieser zweite Theil meines Vorschlages ist ebenso wesentlich als der erste.[3]) Er führt, wenn man nicht sehr lange mit dem Ausrüsten warten will, zur Anwendung von Zementmörtel. Mehre Gewölbe des Viadukts der Berliner Stadtbahn sind mit Erfolg nach diesem Vorschlag hergestellt, wiewohl mit dem Ausrüsten nicht sehr lange gewartet wurde.

nsbesondere halte ich aber die Drac-Brücke bei Claix (unweit Grenoble), welche schon in den Jahren 1873 und 74 ausgeführt wurde, von welcher ich aber erst nach der Aufstellung meines Vorschlages Kenntniss erlangte, für einen Beleg der Zweckmässigkeit des letzteren.[4]) Der einzige Bogen dieser, 8,2 m zwischen den Stirnen breiten, Strassenbrücke, 52 m weit, 7,4 m Pfeil, 1,5 m im Scheitel, 3,1 m an den Kämpfern stark[5]) (vergl. Fig. 1[illegible]2), unmittelbar auf dem schieferigen Kalkfelsen mittlerer Festigkeit aufsetzend, ist in zwei über einander gelegten Ringen aus Bruchsteinen rauh in Zementmörtel gewölbt, deren unterer am Kämpfer 1 m, am Scheitel 0,5 m stark war. Jeder Ring theilte sich in 4 Stücke, an welchen zugleich 4 Arbeiterkolonnen arbeiteten, die einen von den Kämpfern, die anderen aus der Mitte der Bogenschenkel anfangend und gleichzeitig gegen den Schlussstein vorrückend.

Die Anfangsschichten an den Kämpfern wurden trocken gemauert, die oberen Gewölbstücke vorläufig durch Bohlen und Stützen gehalten.

---

[1]) Z. f. Hann. 1876, S. 377.

[2]) Handb. d. Ing.-Wiss. Bd. II. 1. S. 239.

[3]) Bei der Wiedergabe meines Vorschlages im Handb. d. Ing.-Wiss. VI. 1. S. 240. ist er fortgelassen.

[4]) Im Handb. d. Ing.-Wiss. a. a. O scheint ein Zweifel ausgedrückt sein zu sollen, ob das Verfahren bei der Drac-Brücke mit dem von mir vorgeschlagenen identisch sei. Ich sehe aber nicht, wo ein Unterschied liegen könnte.

[5]) Nouvelles annales (Juliheft) 1890 und Z. f. Bauk. 1880.

Als der Gewölbering im Scheitel und in der Mitte der Schenkel geschlossen wurde, ersetzte man das Trockenmauerwerk an den Kämpfern durch volles Mauerwerk.

Der zweite Ring ist ganz und gar in vollem Mauerwerk ausgeführt worden. „Dies Verfahren (so äussert sich die französische Quelle) hat den Vortheil gehabt, die Last und das Setzen des Lehrgerüsts zu verringern und grössere Leichtigkeit für die Inangriffnahme des Mauerwerks zu gewähren. Der gleichzeitige Schluss des ersten Ringes an den Kämpfern und im Scheitel hat die Wirkung gehabt, die Kämpferfugen, welche mit den Bruchfugen zusammenfallen, der Wirkung des Setzens des Lehrgerüsts zu entziehen und so Rissebildungen, die man nicht wieder beseitigen kann, zu vermeiden. Das Setzen des Lehrgerüsts hat nicht 0,004 m überschritten; es hat nach dem Schluss des ersten Gewölberinges vollständig aufgehört. Das Ausrüsten hat am 10. April 1874, also 42 Tage nach der Vollendung des Gewölbes, stattgefunden. Man fand danach in dem Gewölbe keinen Riss; keine Fuge öffnete sich, und es fand keine merkbare Senkung des Scheitels statt[1]."

Ein ferneres Beispiel des gleichzeitigen Schlusses an mehren Stellen zeigt die Wäldlitobel-Brücke der Arlbergbahn. Sie besteht im wesentlichen aus einem Flachbogen von 41 m Weite und 13,23 m Pfeil, 1,7 m Scheitelstärke und 3,1 m Stärke am Widerlager. Die Brücke ist eingleisig, am Kämpfer 6 m, in Schwellenoberkante 4,5 m breit. Das Gewölbe ist aus grossen, in den Lagerflächen nur sehr wenig bearbeiteten, lagerhaften Bruchsteinen mit Mörtel aus 1 Th. Kuffsteiner Zementkalk und 2 Th. quarzreichen, gewaschenen Sand hergestellt.

Das Gewölbe, auf einem im grössten Theil der Spannweite senkrecht unterstützten Lehrgerüst wurde an 4 Stellen gleichzeitig begonnen. Die 2 über der halben Höhe der Bogenschenkel liegenden Anfänge wurden durch sehr lange Holzstreben (auf der einen Seite etwa 27 m lang) gegen den Felsen abgesteift, — eine Maassregel, deren Nothwendigkeit im allgemeinen bezweifelt werden darf. Der Schluss des Gewölbes fand hiernach an 3 Stellen statt, von denen die beiden in den Bogenschenkeln liegenden wegen der Auswechselung der Hölzer grosse Vorsicht erforderten. Die Fortnahme der Lehrgerüste fand, wie bei allen Bauwerken der Arlbergbahn erst 6 Wochen nach vollendeter Wölbung statt.[2])

E. H. Hoffmann macht von dem Wölben in Ringen zur Entlastung des Lehrgerüsts und Vermeidung von Rissen im Gewölbe beim Setzen ausgedehnteren Gebrauch[3]), und bekämpft die vorher beschriebenen Bauweisen mit Gewölbeschluss an verschiedenen Stellen.

Ueber die Zeit, welche man zwischen dem Gewölbeschluss und dem Beginn des Ausrüstens verstreichen lassen soll, herrschen sehr verschiedene Ansichten. Dieselben folgen aus den bei der Besprechung des Gewölbemörtels bereits entwickelten Anschauungen.

Bei der Berliner Stadteisenbahn wurde im allgemeinen 3 Tage nach dem Gewölbeschluss ausgerüstet, obwohl der Mörtel aus 1 Th. hydraulischem Kalk und 2 Th. Sand bestand. Kämpfer bezw. Bruchfugen, welche sich schon beim Wölben öffneten, und beim Ausrüsten noch erweiterten, wurden demnächst ausgekratzt und mit Zementmörtel vergossen.

Die Lehrbögen der Warthe-Brücke bei Wronke, deren Ziegelgewölbe aus 3 Ringen in Zementmörtel hergestellt sind, wurden erst nach 14 Tagen gelöst.[4])

Als Beweis, wie verschieden die Franzosen in dierer Hinsicht verfahren, kann die folgende Tabelle dienen, die wir dem bekannten Werk von Morandière entnehmen.

---

[1]) Ganz ähnlich der Drac-Brücke sind im Herbst 1877 die Gewölbe des Strassen-Viadukts von Chastellux ausgeführt. Nur das Trockenmauerwerk an den Kämpfern fehlt. Der Schluss des unteren Gewölberinges fand in der Höhe der Bruchfugen statt.

[2]) Gewölbe-Abdeckung: 6—8 cm starke Betonlage, worüber, als eigentlich dichtende Schicht, ein sehr dünner Ueberzug von sogen. Ponti-Zement (vermuthlich ein mit Terpentin abgerührter Zementkalk) folgt. 1 qm dieser Abdeckung kostet etwa 5 M. (Centr. Bl. d. Bauv. 1884, S. 249. — Vergl. auch die mit ausführlichen Abbildungen versehene Mittheilung von Merthens in der D. Bztg. 1886, S. 25.)

[3]) Baugew. Ztg. 1889, S. 154.

[4]) Heinzerling, A. B. Z. 1871.

Die Zeit zwischen Gewölbeschluss und Beginn des Ausrüstens betrug:

Bei der Seine-Brücke zu Nogent	3	Tage,
„ „ „ „ zu Neuilly	20	„ (?)[1]
„ „ Brücke von Mantes	13	„
„ „ Fouchard-Brücke in Saumur	1	Jahr!!
„ „ Brücke von Montlouis, 1. Bogen	12	Tage,
„ „ „ „ „ 9. Bogen	27	„
„ „ „ „ Plessis-les-Tours, 11. Bogen	60	„
„ „ „ „ „ 5. Bogen	45	„
„ „ „ „ Château du Loire	35	„
„ „ „ „ Chalonnes, 2. Bogen	43	„
„ „ „ „ „ 6. Bogen	35	„
„ „ „ „ Nantes, 2. Bogen	34	„
„ „ „ „ „ 8. Bogen	64	„
„ den Versuchsbogen für die Brücken des Louvre	120	„

Im allgemeinen geht übrigens doch aus dieser Tabelle und dem vorhin über die Drac-Brücke Mitgetheilten hervor, dass die Franzosen in neuerer Zeit bei grösseren Brücken ein ziemlich langes Warten vor dem Ausrüsten für erforderlich halten.[2])

Dem schliesst sich das Handb. d. Ing.-Wiss. an, welches, Bd. II. 1. S. 245, für Gewölbe über 20 m nicht wohl unter 4 Wochen Wartezeit annehmen zu dürfen glaubt.

Dass auch wir für längere Wartezeit sind, geht aus dem oben Entwickelten hervor. Eine bestimmte Zeit lässt sich nicht angeben. Sie hängt von der Grösse des Gewölbes, von dem verwendeten Mörtel, auch von dem während des Wölbens und der Wartezeit herrschenden Wetter ab. War letzteres regnerisch, so muss man länger warten als im entgegengesetzten Fall.

Wesentliche Förderung hat der Bau von Brückengewölben neuerdings in Württemberg gefunden. Wir verweisen dieserhalb auf die Arbeiten des Ober-Baurath Leibbrand[3]) und Baurath Reinhard[4])

Ersterer führte 4 Brücken mit gelenkartigen Walzblei-Einlagen an den Kämpfer nund im Scheitel aus.[5]) Von denselben sind die grösste die Enz-Brücke bei Höfen (1885) und die Murr-Brücke bei Marbach (1887). Die Enz-Brücke hat 28 m sichtbare Spannweite bei 2,8 m Pfeilhöhe und 41 m Spannweite in der Fundamentsohle. Ihre Fundamente sind aus Stampfbeton. Darauf folgt rauhes Bruchstein-Mauerwerk in Portland-Zementmörtel 1 : 3. Das Gewölbe ist aus Quadern hergestellt. Die Bleieinlagen sind 20 mm stark, an den Kämpfern 0,5 m, am Scheitel 0,35 m breit. Da die Gewölbstärke am Kämpfer 1,5 m, im Scheitel 1 m beträgt, nehmen die Einlagen gerade das mittlere Drittel der Gewölbstärke ein. Die übrigen Gewölbquaderfugen, 15 mm weit, wurden nach trockenem Versetzen der Steine mit dünnflüssigem Portland-Zementmörtel 1 : $1^1/_2$ vergossen.

---

[1]) Nach Perronet (Deutsch v. Dietlein) 10 Tage.

[2]) Grade dem entgegen steht der Viadukt von Chastellux (Ann. d. p. et ch. 1882 II. S. 12), dessen 9,5 m weiten, halbkreisförmigen Bruchstein-Gewölbe einen Tag nach der Vollendung ausgerüstet wurden. Es wurde hier aber ein, wie es scheint sehr kräftiger, Mörtel aus schnell bindendem Vassy-Zement verwendet.

Ebenso wurden die 7 m weiten Gewölbe der Strassenbrücke über den Vicoin bei Régereau (Klinker in Zementmörtel) einige Tage nach Schluss ausgerüstet, ohne dass ein Setzen des Schlusssteins nachzuweisen war oder sich die Fugen öffneten. (Nouv. ann. de la constr. 1882. Sp. 67.)

Dagegen blieb die Strassenbrücke über die Jouanne bei St. Cenerè (12 m w. Halbkreis, Kalkbruchsteine mit sehr schwach hydraulischem Mörtel), etwa 3 Wochen auf dem Lehrgerüst und setzte sich beim Ausrüsten im Scheitel um 0,009 m. Die Bruchfugen öffneten sich nicht. (Ebenda.)

Die 20 m weiten Halbkreisgewölbe der Strassenbrücke über die Mayenne bei Montflours, in Bruchstein mit schwach hydraulischem Mörtel hergestellt, blieben etwa 6 Wochen nach dem Schluss auf dem Lehrgerüst. Das Setzen der Schlusssteine nach dem Ausrüsten hat 0,017 bis 0,022 m betragen. (Nouv. ann. 1882. Sp. 88.)

[3]) Z. f. B. 1888. S. 325.

[4]) Reinhard „Ueber die Kunst des Wölbens." Centr.-Bl. d. B. 1887, S. 325 und „Ueber die Herstellung gleichartiger Mauerwerkskörper von grosser Druckfestigkeit insbesondere bei Brückenbauten." D. Bztg. 1889, S. 142.

[5]) Schwarz hat bei Erbach eine 29 m weitgespannte Betonbrücke erbaut, bei welcher anstatt der Walzblei-Einlagen solche aus Asphaltplatten von 22 bezw. 15 mm Dicke verwendet sind.

An den Kanten der Bleiplatten wird das Steinmaterial mit 120 bis 130 kg/qcm, in den nächsten Mörtelfugen bis 28 kg beansprucht.

Die Murr-Brücke hat ähnliche Verhältnisse und Bauart.

Reinhard erbaute die 4 m breite Strassenbrücke über die Murg bei Heselbach aus regelmässig rauh bearbeiteten Bruchsteinen (Buntsandstein) in Zementmörtel 1 : 2. Ihre Verhältnisse weichen ebenfalls nicht sehr von denen der Enz-Brücke ab. Die Wölbsteine haben 0,025 bis 0,1 cbm Inhalt und 0,2 bis 0,3 m Stärke, die Durchbinder haben bis 0,7 m Stärke. Die Steine wurden trocken mit 2,5 cm Fugen auf die Schalung gesetzt. Die Fugen wurden einstweilen durch Holzklötzchen (oben und unten) gehalten. Der steif angemachte Zementmörtel wurde von oben lagenweise in die Fugen geworfen und mit schmalen eisernen Stampfen bis auf die Schalung fest eingestampft. In jeder Gewölbehälfte wurden zwei Steinschichten ausgelassen und erst nach Schluss des Gewölbes geschlossen. Das Lehrgerüst ruhte auf Holzkeilen und liess sich leicht lösen. Haarrisse in den Fugen zeigten sich nach dem Ausrüsten nicht. Das Mauerwerk wird bis zu 45 kg/qcm beansprucht.

d. Monier-Gewölbe.

In ganz neue Bahnen strebt das System Monier (Eisengerippe mit Zement-Umhüllung) den Gewölbebau zu drängen. Ein Bauwerk nach diesem System, wenn es auch Gewölbeform hat, kann man kaum mehr Gewölbe nennen, da in ihm wesentlich auch mit Zugkräften gerechnet wird, deren Aufnahme dem mit Zementmörtel umhüllten Eisengerippe zugemuthet wird.[1])

Im Brückenbau hat das System, abgesehen von Versuchs-Ausführungen, zuerst in Oesterreich Eingang gefunden, wo eine Anzahl von Wegeüberführungen der Südbahn, deren Durchfahrts-Oeffnungen zu eng waren, im Jahre 1890 nach diesem System umgebaut wurden.[2])

Das grösste dieser Bauwerke liegt beim Bahnhof Mödling und hat 3 schiefe Oeffnungen von je 9 m rechtwinklig gemessener Lichtweite. Sie erhielten Monier-Gewölbe mit 10 m Halbmesser der inneren Laibung, 0,15 m Scheitelstärke und 0,3 m Stärke am Kämpfer. Ein Eisennetz aus 10 mm starken Rundstäben in der Richtung der Gewölbstirn und 7 mm starken Stäben in der Richtung der Gewölbaxe liegt etwa 5 cm über der inneren Laibung in der Ausdehnung des ganzen Gewölbes. Ausserdem liegt ein zweites gleiches Netz 5 cm unter der äusseren Laibung von jedem Kämpfer bis 0,3 m über das äussere Gewölbachtel. Die Netze reichen 0,6 m in die Widerlager hinein. Der Mörtel oder Beton des Gewölbes besteht aus 1 Raumtheil Portland-Zement und 3 Raumtheilen gewaschenem Sand.

Er wurde mit nur so viel Wasser, dass er feuchter Erde glich, auf das Lehrgerüst gebracht und mit eisernen Kellen so lange geschlagen, bis das Wasser an die Oberfläche trat.

Andere Brückenbauten mit Monier-Gewölben sind: eine Strassenbrücke in Steyr, Bahnüberfahrtsbrücken bei der ungarischen Nord-Ostbahn und einige Strassenbrücken in Ungarn.

Beim Personentunnel der Station St. Pölten werden die Bahnsteige durch Monier-Gewölbe getragen.

Die weitere Beobachtung dieser Brücken wird vom grössten Interesse sein. Denn wenn auch die ausserordentliche Tragfähigkeit der dünnen Monier-Gewölbe durch vielfache Probebelastungen nachgewiesen ist und gegen die Befürchtung des Rostens des Eisens im Zement gegentheilige Beobachtungen angeführt werden, so kann doch erst die längere Bewährung von Brücken im Gebrauch der neuen Bauweise allgemeineren Eingang verschaffen.

e. Kuhhörner.

Wenn die Kämpfer der Brückengewölbe tiefer als der Hochwasser-Spiegel liegen, so giebt man den Kanten der Gewölbe eine vom Scheitel nach dem

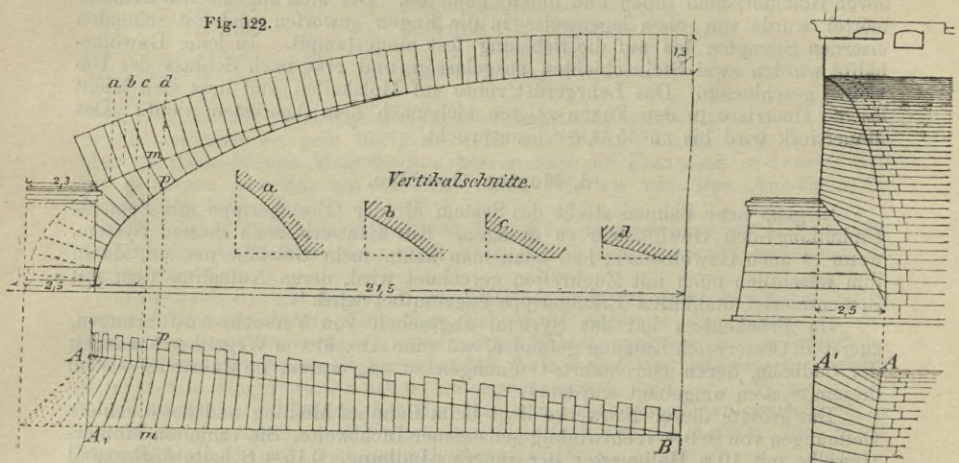
---

[1]) Theorie von M. Könen im Centr.-Bl. d. B. 1886 und in der Broschüre von G. A. Wayss „Das System Monier.“ Berlin. A. Seydel, 1887

[2]) Vortrag von Holzer. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891. No. 13.

Widerlager zunehmende Abfasung, Kuhhorn genannt, um dem Wasser beim Einströmen in die Brückenöffnung möglichst wenig Widerstand entgegen zu setzen. Diese Anordnung, welche man am häufigsten bei Korbbögen findet, bereitet einige Schwierigkeit für den Steinschnitt. Sie ist von Perronet bei der Neuilly-Brücke schön gelöst, desgleichen, in Nachahmung jenes Vorganges, bei der Alma-Brücke in Paris. Letztere zeigt nach Morandière (S. 328 u. Bl. 69) folgende Konstruktion, Fig. 122: Durch den Punkt A des Kämpfers, welcher um 2,5 m (hier = der halben Pfeilerstärke) hinter die Bauwerksstirn

Fig. 122.



zurücktritt, und durch den in der Gewölbestirn im Scheitel liegenden Punkt B ist eine senkrechte Ebene gelegt, deren Schnitt mit der elliptischen inneren Gewölbelaibung sich also im Grundriss als gerade Linie, in den beiden Vertikalprojektionen aber als Ellipse darstellt. Die Fläche des Kuhhorns entsteht nun, indem man sich in jedem Punkt der vorhin beschriebenen Schnittlinie $A\,B$ (z. B. p) eine zur Gewölbeaxe parallele, auf der inneren Gewölbelaibung aber senkrechte Ebene denkt und deren Schnittpunkt m mit der nach einem Kreissegment gestalteten Gewölbestirnlinie mit p durch eine gerade Linie verbindet. Diese geraden Linien erzeugen also die Kuhhorn-Fläche. Senkrechte und zur Gewölbeaxe parallele Ebenen schneiden diese Fläche in Kurven. Die Lagerfugenflächen der im Kuhhorn liegenden Wölbsteine sind, da die Fugen der Gewölbestirn radial zu den Kreissegmentbogen gezogen werden müssen, windschief. Denkt man sich eine senkrechte Ebene um den Punkt B gedreht und allmählich die Strecke $A_1 A$ durchlaufend, so steht die in dieser Ebene liegende Erzeugende der Lager-Fugenfläche stets senkrecht auf der Schnittlinie der Ebene mit der Kuhhorn-Fläche. (So sagt wenigstens Morandière. Richtiger wäre es wohl, sich die senkrechte Ebene parallel zur Gewölbestirn fortschreitend zu denken.) Beim Anschluss der Kuhhornfläche an das senkrechte Pfeilermauerwerk gehen die Fugen des letzteren, wie Fig. 122 zeigt, stetig in diejenigen der Kuhhorn-Fläche über. Dieser Umstand, der nicht ohne einige Ungleichheit in den Schichtenhöhen zu erreichen ist, verdient hervor gehoben zu werden, da, wenn man ihn nicht beachtet, sehr unangenehme Steinformen entstehen, oder der Verband vollständig unterbrochen wird.

Im allgemeinen ist zu bemerken, dass die Kuhhörner den Bau einer Brücke nicht unwesentlich vertheuern. Ihre Anwendung ist daher auch nicht sehr verbreitet.

Ein neueres Beispiel der Herstellung von Kuhhörnern ist die in den Jahren 1875—77 erbaute Mosel-Brücke der Moselbahn bei Pfalzel (unweit Trier).[1])

V. Schiefe Gewölbe.

a. Allgemeines.

Wenn ein Verkehrsweg über einen Fluss, ein Thal oder einen anderen Verkehrsweg unter einem spitzen Winkel mittelst einer gewölbten Brücke übergeführt werden soll, so erhält die Brücke (abgesehen von künstlichen Hilfsmitteln, um dies zu vermeiden) schiefe Gewölbe. Es sind dies zylindrische Gewölbe, deren Axe parallel zur Richtung der Widerlager liegt, während ihre Stirnebenen der Richtung des oberen Verkehrsweges parallel sind, also mit der Zylinderaxe keinen rechten Winkel bilden, oder, mit anderen Worten: schiefe Gewölbe sind zylindrische Gewölbe über rhombodiischem Grundriss.[2])

Der Berechnung und der Bestimmung des Fugenschnittes solcher Gewölbe legt man die Annahme zu Grunde, dass die Druckrichtung überall parallel zur Stirnebene sich bewegt.[3]) Man sucht dem Druck durch den Fugenschnitt diese Richtung anzuweisen.

Sieht man einstweilen von der Stärke des Gewölbes ab, oder denkt man sich dasselbe in den von den Mittellinien des Drucks beschriebenen Zylindermantel (die Stützfläche) zusammen gedrängt, so treten die Lagerfugen als Linien auf und diese müssen überall senkrecht zu der Druckrichtung, d. h. nach der obigen Annahme senkrecht zu der Stirnebene, bezw. zu allen parallel zur Stirnebene geführten senkrechten Gewölbeschnitten stehen. Die Lagerfugen bilden also Kurven, welche sich aus diesen Gewölbeschnittlinien leicht ableiten lassen. Sie sind die rechtwinkligen Trajektorien der Letzteren. Die Stofsfugenlinien stehen auf den Lagerfugen senkrecht, sind also den Stirnen parallel.

Berücksichtigt man nun die Stärke des Gewölbes, so sind die eben beschriebenen Linien die Leitlinien für die Erzeugung der Fugenflächen. Die Lagerflächen werden von geraden Linien beschrieben, welche den Stirnebenen parallel sind und überall in dem zur Stirnebene parallelen Schnitt auf der Gewölblinie (Mittellinie des Drucks) senkrecht stehen. Die Stossflächen sind senkrechte, den Stirnen parallele Ebenen.

Dies wenigstens würde die unter der obigen Annahme theoretisch richtigste Anordnung der Fugenflächen sein.[4])

Diese Auffassung ergiebt sich auch, wenn man das schiefe Gewölbe aus einer unendlichen Menge unendlich dünner, parallel zur Stirnebene gestellter Gurtbögen entstanden denkt, eine Herleitungsart, welche zu einer einfachen, näherungsweisen Darstellung der Lagerfugen-Linien (Trajektorien) der inneren Gewölbelaibung benutzt werden kann.[5])

Der Praxis entspricht freilich mehr eine andere Auffassung, welche hinsichtlich der Gestaltung der Lagerflächen nicht sehr erheblich abweichende Ergebnisse liefert. Danach bildet man die Lagerfläche, indem man auf der Lagerfuge der inneren Laibung als Leitlinie eine immer zur Stützfläche des Gewölbes senkrechte Gerade fortbewegt.[6]) Für den Scheitel eines jeden Ge-

---

[1]) Z. f. B. 1884. Bl. 46.

[2]) Selbstredend kommen auch schiefe Gewölbe vor, deren beide Stirnebenen nicht parallel sind; doch ist dies nur eine Abart, die unter Beachtung der hier entwickelten Regeln leicht zu behandeln ist.

[3]) Diese Annahme lässt sich anfechten und eine ganz allgemeine Giltigkeit kann sie wohl nicht beanspruchen. Die Druckspannungen dürften vielmehr trotz des schiefen Fugenschnitts den kürzesten Weg nach dem Baugrund suchen, sich also der zur Zylinderaxe normalen Richtung um so mehr nähern, je stärker die Reibung zwischen den Gewölbsteinen oder je grösser die Schubfestigkeit des Mörtels ist. Am meisten wird dies im mittleren Theil langer Gewölbe der Fall sein. Je kürzer ein Gewölbe ist, um so berechtigter dürfte die obige Annahme sein. (Vergl. die Anmerkung auf S. 348.)

[4]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 119 u. 126.

[5]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 114 u. 115.

[6]) Heider, Theorie der schiefen Gewölbe, S. 5. — Ferd. Hoffmann, Theoret. prakt. Anl. schiefer Ziegel- u. Quader-Brückengewölbe. Allg. Bztg. 1871.

wölbes und für den Kämpfer eines solchen mit voll halbzylindrischer Stützfläche fallen die nach beiden Auffassungen hergestellten Lagerflächen zusammen.

Wesentlicher ist der Einfluss der zweiten Anschauungsweise auf die Gestaltung der Stossflächen; denn diese stehen danach nicht mehr senkrecht und sind nicht mehr parallel zu den Stirnebenen, sind überhaupt nicht mehr eben, wenn man sie durch gerade Linien beschreiben lässt, die überall senkrecht auf der Stützfläche des Gewölbes stehen (also parallel zur Ebene des senkrechten Normalschnitts, oder senkrecht zur Gewölbeaxe sind). Die Gewölbesteine erhalten aber nicht die bei der ersten Erzeugungsart der Fugenflächen sich ergebenden (und an den Gewölbstirnen überhaupt unvermeidlichen) spitzen (und stumpfen) Ecken. Die zweite Erzeugungsart der Fugenflächen ist also für natürliches Steinmaterial zweckmässiger als die erste und für Ziegel überhaupt die einzig mögliche.

Eine andere Abweichung von der theoretisch genauen Anordnung der Fugen, welche man in der Praxis wohl stets vornimmt, ist die, dass man nicht von der Stützfläche des Gewölbes, sondern von der inneren Laibung ausgeht, in ihr die Fugenlinien zeichnet und auf ihr senkrecht die Erzeugungslinien der Fugenflächen errichtet.[1])

Endlich wendet man häufig als Lagerfugenlinien statt der aus der Theorie sich ergebenden Trajektorien der grösseren Einfachheit wegen Schraubenlinien (in der Abwickelung gerade Linien) an. Wir kommen auf dieses Näherungsverfahren, welches bei schiefen Ziegelgewölben unvermeidlich ist, zurück.

b. Darstellung der Stirnlinien und Trajektorien der inneren Laibung.

In Fig. 123 sei α der Schiefheits- oder Schrägungswinkel.[2])

Fig. 123.

Wie die Abwickelung der Stirnlinie graphisch herzustellen ist, geht unmittelbar aus der Figur hervor, bezw. kann es als bekannt vorausgesetzt werden. Zur Austragung des Steinschnitts in natürlicher Gröse ist aber erforderlich, die Punkte a_1 durch Berechnung der Ordinaten $a_1 a_2$ festzulegen. Ist der Bogen $a e$ der $n$te Theil des Halbkreises, wenn ein solcher als Normalschnitt vorausgesetzt wird, also $= \frac{\pi}{n}$, so ist, wie sich leicht herleiten lässt, für das voll halbzylindrische Gewölbe

$$a_1 a_2 = r \operatorname{tg} \alpha \left(\cos \frac{\pi}{n} + \frac{2}{n} - 1\right).$$

Die allgemeinere Formel geben wir auf S. 346.

Man sieht sofort, dass die Abwickelung eines jeden der Stirnebene parallelen Gewölbeschnitts eine der Abwickelung der Stirnlinie kongruente Figur ist. Hieraus folgt, dass auch alle Trajektorien, wenn man sie in ihrer ganzen Länge (ohne Rücksicht auf die begrenzte Länge des Gewölbes) betrachtet, kongruente Kurven sind. Um also in einer Gewölbeabwickelung die durch die Theilpunkte a_1 gehenden Lagerfugenlinien zu zeichnen, genügt es, wenn man eine Trajektorie aufträgt, hiernach eine Schablone (z. B. aus starkem Papier) schneidet und dieselbe auf der Kämpferlinie verschiebt, bis sie die einzelnen Punkte a_1 trifft. Es fallen stets verschiedene Theile der Trajektorie in die durch die Stirnlinien begrenzte Gewölbeabwickelung. Dieselben gehören aber einer und

---

[1]) Winkler, Steinschn. der Flügelmauern und schiefen Brücken, 2. Aufl., S. 8.

[2]) Diese Bezeichnung, welche z. B. Heinzerling (Handb. d. Ing.-Wiss.) gebraucht, erscheint zweckmässiger als die z. B. von Buck angewendete, wonach der Winkel β (der Schnittwinkel der Gewölbe- und oberen Wegeaxe) Schiefheitswinkel genannt wird: denn der Winkel α verändert sich in geradem, β in umgekehrtem Verhältniss mit der Schiefheit des Gewölbes. Winkler nennt den Winkel α den „Passagen-Winkel“.

derselben Kurve (oder kongruenten Kurven) an. Mit einer ähnlichen, nach der Stirnlinien-Abwickelung zu schneidenden Schablone kann man nicht allein die Abwickelung der gegenüber liegenden Stirnlinie, sondern auch aller Stossfugenlinien, sofern sie der Stirne parallel sind, zeichnen. Entsprechend lassen sich sämmtliche Projektionen der beiden erwähnten Kurvenschaaren behandeln.

Für die graphische Konstruktion der abgewickelten Trajektorie eines Gewölbes mit kreisförmiger Stirnlinie giebt Heinzerling[1]) ein Verfahren an, welches auf der Beziehung:

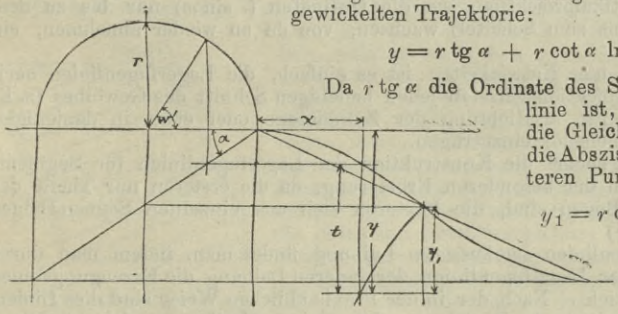
$$\sin \gamma = \sin \alpha \sin w$$

beruht. Hierin ist α der Schiefheitswinkel, w der Winkel (Erhebungswinkel), welchen der Halbmesser, bezw. die Normale der Stirnlinie (in der Stirnebene) mit dem Horizont bildet, während γ der in der Berührungsebene des Zylinders (oder in der Abwickelung) liegende Winkel zwischen der Tangente der Lagerfugenlinie und der Erzeugungslinie des Zylinders ist.[2])

Es wird sich aber, schon für das Zeichnen in kleinerem Maasstabe, jedenfalls aber für das Auftragen in natürlicher Grösse, mehr empfehlen, die Trajektorien-Schablone durch Rechnung zu bestimmen. Wir geben daher, indem wir hinsichtlich der Entwickelung auf die Litteratur[3]) verweisen, die wichtigsten Formeln:

1. Bei halbkreisförmigem Normalschnitt (gedrückt elliptischem Stirnbogen). Mit Rücksicht auf die Bezeichnungen der Fig. 124 ist die Gleichung der Ordinate der abgewickelten Trajektorie:

Fig. 124.



$$y = r \operatorname{tg} \alpha + r \cot \alpha \ln \cot \frac{w^1}{2}.$$

Da $r \operatorname{tg} \alpha$ die Ordinate des Scheitels der Stirnlinie ist, vereinfacht sich die Gleichung, wenn man die Abszissenaxe durch letzteren Punkt legt, in:

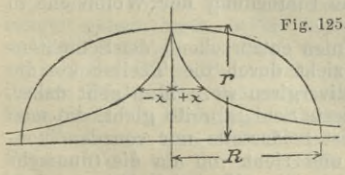
$$y_1 = r \cot \alpha \ln \cot \frac{w^1}{2}.$$

Endlich ist der Abstand t eines Punktes der Trajektorie von dem mit ihm gleich hoch liegenden Punkt der Stirnlinie

$$t = r \cot \alpha \ln \cot \frac{w^1}{2} + r \operatorname{tg} \alpha \cos w^1.$$

Die Abszisse x ist $= r\, w^1$.

Fig. 125.



Die Abszissen-Gleichung für die Projektion der Trajektorie auf eine der Stirn parallele senkrechte Ebene, Fig. 125, ist:

$$x = \frac{r^2}{R} \left(\ln \cot \frac{w^1}{2} - \cos w^1 \right).$$

Die zugehörige Ordinate ist $r \sin w^1$.

Will man diese Gleichungen für Briggssche Logarithmen einrichten, so hat man für $\ln \cot \frac{w^1}{2}$ zu setzen: $\ln 10 \log \cot \frac{w^1}{2} = 2{,}3026 \log \cot \frac{w^1}{2}$.[4])

---

[1]) Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 116 u. 120.

[2]) Heinzerling (a. a. O.) wendet diese Formel und die auf derselben beruhende Konstruktion auch auf Gewölbe mit kreisförmigem Normalschnitt an, während für diese (nach Heider, Theorie usw. S. 84) die entsprechende Formel: $\operatorname{tg} \gamma = \operatorname{tg} \alpha \sin w^1$ lautet, wenn w^1 der Erhebungswinkel im Normalschnitt ist. Es lässt sich diese Formel auch aus der von Heinzerling (a. a. O. S. 124) gegebenen Formel 64 ableiten.

[3]) Heinzerling a. a. O.; Becker, Der Brückenbau, und Andere.

[4]) Der Erhebungswinkel w^1 liegt im Normalschnitt, der Erhebungswinkel w in der Stirnebene oder parallel zu derselben.

2. Bei halbkreisförmigem Stirnbogen (überhöht elliptischem Normalschnitt) heissen die entsprechenden Gleichungen für die Abwickelung:

$$y = r \sin \alpha \, (1 - \cos w) + \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2} .$$

$$y_1 = \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2} - r \sin \alpha \cos w .$$

$$t = \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2} .$$

und für die Vertikalprojektion auf eine parallel zur Stirn stehende Ebene:

$$x = r \left(\ln \cot \frac{w}{2} - \cos w \right).$$

Setzt man in die Gleichungen für y_1 den Werth:

w^1 bezw. $w = 0$, so ergiebt sich $y_1 = \infty$; setzt man:
$w = 90^0$, „ „ „ $y_1 = 0$, „ „
$w = 180^0$, „ „ „ $y_1 = -\infty$

Dasselbe Ergebniss hat das Einsetzen der 3 Werthe von w^1 bezw. w in die Abszissen-Gleichungen der Vertikalprojektionen.

Man sieht also, dass sowohl in der Abwickelung wie in der Vertikal-Projektion die Kämpferlinien Asymptoten der Lagerfugenlinie sind und dass letztere bei $w = 90^0$, also im Scheitel einen Nullpunkt hat. Nur ist der Nullpunkt in der Abwickelung, wo die Abszissen fortdauernd wachsen, ein Wendepunkt, in der Vertikalprojektion, wo die Ordinaten ($r \sin w$) nur bis zu dem Werth $w = 90^0$ (bis zum Scheitel) wachsen, von da an wieder abnehmen, ein Rückkehrpunkt.

Nach dem bis hier Entwickelten ist es einfach, die Lagerfugenlinien nach den Regeln der Projektionslehre in jeden beliebigen Schnitt des Gewölbes (z. B. in den Vertikalschnitt in Richtung der Zylinderaxe oder etwa in denjenigen senkrecht zur Stirnebene) einzutragen.

Ebenso wenig bedarf die Konstruktion der Lagerfugenlinien für Segment- und für Korbbögen der besonderen Erörterung, da die ersteren nur Theile der halbzylindrischen Bögen sind, die letzteren sich aus einzelnen Segmentbögen zusammen setzen.[1])

Die Lagerfugenlinien der äusseren Laibung findet man, indem man durch einzelne Punkte der Lagerfugenlinien der inneren Laibung die Erzeugungslinien der Lagerflächen zieht. Nach der in der Praxis üblichen Weise sind dies Linien, welche im Normalschnitt des Gewölbes auf der inneren Laibung senkrecht stehen. Man hat also nur die äusseren Endpunkte dieser Linien aus den Normalschnitten in die Abwickelung die Ansicht und die Schnitte des Gewölbes graphisch zu übertragen, um die Lagerfugenlinien der äusseren Laibung zeichnen zu können.

Sollen nun die oben theoretisch behandelten Trajektorien für praktische Fälle nutzbar gemacht werden, so hat man die Eintheilung der Wölbfläche in Steinschichten in's Auge zu fassen.

Theilt man eine der abgewickelten Stirnlinien entsprechend der Schichtenstärke die man wählt, in gleiche Theile und zieht durch die Theilpunkte die Trajektorien, so konvergiren sie theils, theils divergiren sie. Man geht daher, da man den Stirnquadern in der Regel die grösste Schichtbreite giebt, die man überhaupt in dem Gewölbe anwenden will, meist beiderseits nur von dem konvexen Theil der abgewickelten Stirnlinie aus und zieht von da die (nunmehr nur konvergirenden) Trajektorien bis zu den gegenüber liegenden Stirnquadern hindurch. Sollten die Schichten dabei zu dünn werden, so muss man, schon ehe man an die Stirnquadern kommt, zwei Schichten zu einer zusammen fassen. An der gegenüber liegenden Stirn treffen die Trajektorien im allgemeinen nicht

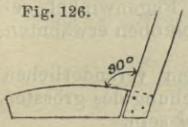
---

[1]) Wir haben hier nur die beiden, am häufigsten vorkommenden Fälle besprochen, in denen entweder der Normalschnitt oder der Stirnbogen kreisförmig ist. Den allgemeineren Fall, dass ein beliebiger Vertikalschnitt kreisförmig, also der Normalschnitt überhöht elliptisch ist, behandelt Graeff in seinem Werk De l'appareil et de la construction des ponts biais, desgl. Becker in seinem Brückenbau (2. Aufl., S. 127). Den Fall, in welchem der Normalschnitt gedrückt elliptisch ist, untersucht Sampité in den Ann. des ponts et chauss. 1882 II, S. 578. Als Beispiel stellt er die Brücke über den Tavignano bei Corte dar.

auf die Theilpunkte der gleichmässig getheilten Stirnlinie. Hier muss man sich, wenn man nicht zu einer ungleichmässigen Stirnquader-Theilung greifen will, durch geringe Ablenkungen der Lagerfugenlinien von der richtigen Lage oder durch Ausklinken der Gewölbequader für die einspringenden Ecken der Stirnquader helfen. Aehnliche Hilfsmittel muss man sich im mittleren Theil der Gewölbeabwickelung, wo sich beiderseits konkave Stücke der Stirnlinien gegenüber liegen, bedienen. Vergl. Becker Brückenbau, Taf. 15, Fig. 7.[1])

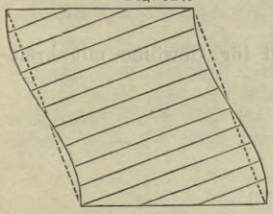
Zu diesen Uebelständen gesellt sich noch der, dass kein Gewölbquader dem anderen gleich ist. Bei kreisförmigem Normalschnitt der inneren Laibung kann man wenigstens eine für alle Theile des Gewölbes passende Schablone anwenden, welche ein Stück der Zylinderfläche darstellt und zunächst beim Herausarbeiten der inneren Laibungsflächen der Wölbsteine und dann mit Hilfe eines daran angebrachten, auf der Zylinderfläche senkrecht stehenden, die Breitlinie der Lagerfläche darstellenden, scharfkantigen Lineals, Fig. 126, zum Herausarbeiten der Lager- und Stossflächen benutzt wird. Bei elliptischem Normalschnitt (kreisförmiger Stirnlinie) ändert sich die Krümmung der inneren Laibung, ausgenommen in der Richtung parallel zur Zylinderaxe, stetig. Man wird daher, wenn man Gewölbe mit Trajektorien bauen will, gut thun, den Normalschnitt kreisförmig zu wählen.[2])

Fig. 126.



Immerhin sind die Unbequemlichkeiten noch gross genug, um die Anwendung eines einfacheren Verfahrens, wenn möglich, rathsam erscheinen zu lassen.

Fig. 127.



Ein solches ist dasjenige, bei welchem die Lagerfugen in der Abwickelung gerade, parallele, thunlichst wenig von der Richtung der Trajektorien abweichende Linien, im Gewölbe selbst also Schraubenlinien sind, Fig. 127. Lässt man die Erzeugungslinien der Lagerflächen wieder senkrecht auf der innern Gewölbelaibung stehen so entsprechen die einzelnen Gewölbeschichten körperlich den Gewinden einer rechteckig geschnittenen Schraube.

Die Richtung der Lagerfugenlinien in der Abwickelung nimmt man am einfachsten senkrecht zur Sehne (Verbindungslinie der Endpunkte) der Stirnlinie.[3])[4]) Theoretisch betrachtet am zweckmässigsten ist diejenige Richtung, deren Winkel γ mit der Gewölbeaxe oder mit der „Erzeugenden“ des Zylinders (Fugenwinkel) das arithmetische Mittel zwischen dem grössten und kleinsten Fugenwinkel ist, welche in demselben Gewölbe bei Anwendung von Trajektorien vorkommen würden.[5])

In der Praxis führt man häufig keine der beiden hier bezeichneten Richtungen genau durch, wählt vielmehr einen etwa abweichenden Fugenwinkel, welcher gestattet, die durch das Programm gegebenen Gröfsen des Schiefheitswinkels der Breite, Spannweite und Pfeilhöhe der Brücke mit einer, aus ästhetischen Rücksichten wünschenswerthen, durchweg gleichmäfsigen Theilung der Stirnquader in Einklang zu bringen.

Es kommt nun darauf an, festzustellen, wie grofs die Abweichung des Fugenwinkels von der mit Hülfe der Trajektorien gefundenen Gröfse desselben höchstens werden darf, wenn nicht die Gefahr eines Gleitens der Schichten auf einander und also eines Auseinanderfallens des Gewölbes nach den Stirnen hin eintreten soll.

Der theoretische Fugenwinkel im Scheitel ist gleich dem Schiefheitswinkel

---

[1]) Das Zusammenfassen zweier Schichten in eine zeigt z. B. die bereits oben erwähnte Torignano-Brücke. Ann. d. p. et ch. 1882 II. Taf. 32.

[2]) Ferd. Hoffmann, A. B. Z. 1871.

[3]) Ferd. Hoffmann a. a. O.

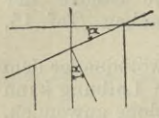
[4]) Winkler, Steinschn. d. Fl. M. u. schiefen Brücken. W. nennt das Gewölbesystem mit reinen Schraubenflächen das für Quadergewölbe einzig praktische.

[5]) Heinzerling im Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 122.

des Gewölbes α Fig. 128. Der kleinste theoretische Fugenwinkel γ_{min} tritt am Kämpfer auf. Sollen die Abweichungen eines konstanten Fugenwinkels γ_c von den theoretischen möglichst klein werden, so muss:

Fig. 128.

$$\gamma_c = \frac{\alpha + \gamma_{min}}{2} \text{ sein.}$$



Nennt man die äusserste Abweichung δ, so ist:
$\delta = \alpha - \gamma_c = \gamma_c - \gamma_{min}$ und:

$$\delta = \frac{\alpha - \gamma_{min}}{2}.$$

Den grössten zulässigen Werth von δ nimmt Heider[1]) $= 5^0$ an, da sich, „wo er zwischen 8 u. 10^0 angenommen wurde, bereits Ausbauchungen an der Stirnfläche zeigten."

Innerhalb welcher Grenzen der Schiefheit und des Pfeilverhältnisses diese Annahme die Herstellung schiefer Gewölbe mit konstantem Fugenwinkel gestattet, hat Heinzerling[2]) untersucht, indem er von der schon oben erwähnten Beziehung $\sin\gamma = \sin\alpha \,.\, \sin w$ ausgeht.

Soll die grösste Abweichung des theoretischen von dem veränderlichen Fugenwinkel nur δ betragen, so heisst das: die grösste Abweichung des grössten theoretischen Fugenwinkels von dem kleinsten darf nur $= 2\,\delta$ sein.

Man findet also das kleinste unter der gemachten Annahme zulässige w, wenn man obige Geichung zunächst schreibt:

$$\sin\gamma_{min} = \sin\alpha \sin w_{min}$$

und nun $\gamma_{min} = \gamma_{max} - 2\,\delta = \alpha - 2\,\delta$ setzt. Dann ist: $\sin(\alpha - 2\,\delta) = \sin\alpha \sin w_{min}$ oder: $\sin w_{min} = \dfrac{\sin(\alpha - 2\,\delta)}{\sin\alpha}$.[3])

Das Pfeilverhältniss der Stirnlinie $\frac{f}{l}$ ergiebt sich für Gewölbe mit kreisförmiger Stirnlinie als:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1 - \sin w}{1 + \sin w}},$$

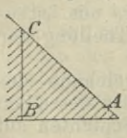
und für Gewölbe mit elliptischer Stirnlinie als:

$$\frac{f}{l} = \frac{\cos\alpha}{2}\,\frac{\sqrt{1 + \left(\frac{\cot w}{\cos\alpha}\right)^2 - 1}}{\frac{\cot w}{\cos\alpha}}.$$

Zu weiter gesteckten Grenzen als Heinzerling (in seinen älteren Veröffentlichungen) gelangt Ferd. Hoffmann,[4]) indem er als äussersten zulässigen Werth für den Reibungskoeffizienten von Mauerwerk auf Mauerwerk 0,3 ($\delta = 16^0\,42'$) annimmt.

Buck[5]) beachtet die Abweichung des mittleren Fugenwinkels von den äussersten theoretischen nicht, sondern geht von folgender Betrachtung aus: Wenn ABC, Fig. 129, den Grundriss eines spitzen Widerlagers eines schiefen Gewölbes vorstellt und die 3 Punkte A, B u. C in einer Lagerfläche liegen, so steigt die in der Laibung liegende Lagerfuge von A nach C und die in der Stirn liegende Lagerfuge von A nach B. Letzteres ist selbst bei einem halbzylindrischen Gewölbe, dessen Kämpferpunkt A ist, der Fall, wenn die Erzeugenden der Lagerflächen senkrecht zur Gewölbe-Laibung angenommen werden. Liegt nun der Punkt C höher als B, so hat die Lagerfläche eine Neigung nach der Stirn zu und ein reibungslos darauf gelagerter Wölbstein würde aus dem

Fig. 129.



---

[1]) Theorie der shiefen Gewölbe, Wien 1846, S. 64.

[2]) D. Bztg. 1873, S. 395. — Grundzüge der konstr. Anord. u. stat. Berechn. der Br. u. Hochb. Konstr. II. 2. Sp. 60. — Die Br. der Gegenwart II, 2, S. 11. — Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. S. 123.

[3]) Nach dieser Formel hat Heinzerling die Tabellen auf S. 396 Jahrg. 1873 d. D. Bztg. berechnet. Dieselben Tabellen hat er im Jahrg. 1874 des „Civilingenieur" Sp. 187/190 wiedergegeben.

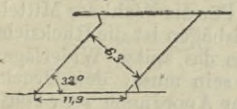
[4]) A. B. Z. 1871.

[5]) A practical and theoretical essay on oblique bridges. London 1857, S. 41—48.

Gewölbe heraus gleiten. Liegt der Punkt B aber höher als C, so ist die Neigung der Lagerfläche nach dem Innern des Gewölbes gerichtet; der Stein wird durch den Gewölbedruck gehalten und hat keine Neigung zum Herausgleiten. Hiernach lässt sich nun für jeden gegebenen Schiefheitswinkel der Zentriwinkel des (kreisförmigen Normalschnittes des) Gewölbes oder dessen Komplement der Erhebungswinkel berechnen, bis zu welchem man mit Sicherheit gehen kann. Diese Rechnung führt zu dem eigenthümlichen Ergebniss, dass, je schiefer ein Gewölbe ist, je mehr man sich dem vollen Halbzylinder nähern kann. Bei einer Schiefheit von 25° darf der Erhebungswinkel des Kämpfers nicht unter 27° 17′ sinken; bei einer Schiefheit von 45° beträgt letzteres Maass nur noch 21° 47′ und bei einer Schiefheit von 64° 20′ (Schnittwinkel der Axen von 25° 40′) ist der Erhebungswinkel = 0, d. h. darf das Gewölbe halbzylindrisch sein. Diesen Ergebnissen liegt eine gewisse Annahme über die Gewölbestärke zu Grunde. Doch ist der Einfluss dieser letzteren nicht bedeutend.

Buck's Argumentation erscheint für den Fall, für welchen sie allein gelten soll, dass nämlich die Erzeugenden der Lagerflächen senkrecht zur Gewölbe-Laibungsfläche (nicht zur Stirnlinie) stehen, mathematisch zutreffend.[1])

Fig. 130.



Immerhin dürfte die spitze Ecke bei sehr schiefen Gewölben starkem spezifischem Druck ausgesetzt und also Vorsicht in der Konstruktion geboten sein.

Ein Beispiel eines recht schiefen Gewölbes ist die zweigleisige Eisenbahnbrücke von Box Moor in der Bahn London-Birmingham, Fig. 130.[2]) Das Ziegelgewölbe derselben (0,76 m stark) mit Haustein-Stirnringen hat 1,73 m Pfeil, also ein Pfeilverhältniss von $\frac{1,73}{11,9} = \frac{1}{6,88}$.

Dies Gewölbe zeigt eine Abfasung der spitzwinkligen Kante. Für die Herstellung einer solchen giebt Buck[3]) folgende Regel: Man trage, Fig. 131, von dem Scheitel des spitzen Widerlagerwinkels ACB das (nach Gutdünken zu wählende) Stück CG ab, errichte GH im Grundriss senkrecht auf der Stirn AF, ziehe $IK = AF$ und errichte in IK eine senkrechte Ebene. Der Schnitt dieser

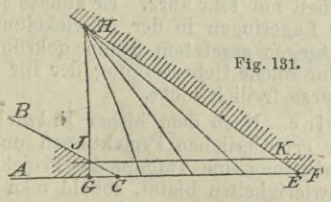
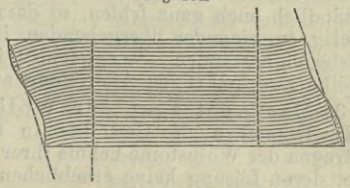


Fig. 131.

Fig. 132.



Ebene mit der innern Gewölbelaibung diene als Leitlinie für eine stets durch den Punkt H gehende Linie. Dann schneidet diese Linie die allmählich nach dem stumpfen Widerlager auslaufende Fase ab, deren äussere Stirnlinie GE eine Ellipse ist.

Will man bei einem sehr schiefen Gewölbe nicht über das als Grenze angenommene Maass der Abweichung des mittleren Fugenwinkels (nach Heider 5°) hinaus gehen, so kann man das Gewölbe parallel zu seiner Axe in mehre Zonen eintheilen und für jede derselben den mittleren Fugenwinkel bestimmen. Bei Ziegelgewölben legt man dann an der Grenze zweier Zonen, wie am Kämpfer, eine Hausteinschicht ein.

Bei langen Brücken wölbt man den mittleren Theil normal ein und geht nur an den Enden in die schiefe Wölbung über, Fig. 132. Zur genauen Kon-

[1]) Buck geht von dem halbzylindrischen Gewölbe aus und betrachtet die Segmentgewölbe als Stücke eines solchen. Er vernachlässigt in seiner Rechnung aber den Umstand, dass der Fugenwinkel mit dem Zentriwinkel des Gewölbes sich ändert. Seine Rechnung ist also nur für den Halbzylinder richtig. Doch kann der Einfluss der bei den kleineren Zentriwinkeln begangenen Vernachlässigung nicht sehr erheblich sein.

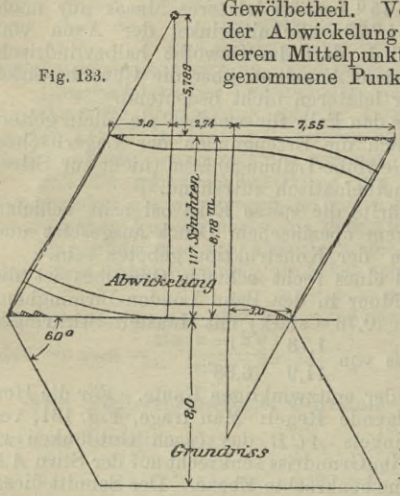
[2]) Morandière, S. 472 u. Bl. 125.

[3]) S. 32.

struktion der Lagerfugen für diesen Fall dient die allgemeine Gleichung der Trajektorie „wenn die Stossfugenlinien konvergirend sind“ wie sie Becker[1]) entwickelt, wobei man sich die Ebene, zu welcher die Lagerfugen senkrecht stehen müssen, allmählich aus der Richtung der Gewölbestirn in diejenige normal zu den Widerlagern herum geschwenkt denkt.

Zur näherungsweisen Konstruktion der Lagerfugen verlängert man in der Abwickelung die Sehne der Stirnlinie über das spitze Widerlager hinaus und fällt von einem Punkt der Verlängerung ein Loth auf die Richtung der Gewölbeaxe, dieses bildet die Grenze zwischen dem normalen und dem schief gewölbten Gewölbetheil. Von hier aus werden die Lagerfugen in der Abwickelung bis zur Stirn als Kreisbögen geführt, deren Mittelpunkt der in der verlängerten Stirnsehne angenommene Punkt ist.[2]) Die Lagerfugen enden demnach senkrecht zur Stirnsehne, und es ist (gemäss Heider) zu untersuchen, ob der hier sich bildende mittlere Fugenwinkel von dem theoretischen nirgend mehr als um 5° abweicht. Für die Wahl des Mittelpunktes der Kreisbögen ist die Rücksicht massgebend, dass das spitze Widerlager noch im Stande sein muss, den Druck, der sich bei dieser Anordnung sehr stark auf dasselbe konzentrirt, zu ertragen.

Fig. 133.



Als Beispiel der eben beschriebenen Anordnung kann ein schiefes Gewölbe der Berliner Stadtbahn, Fig. 133, über der Zufahrt der Artilleriekaserne neben der Stallstrasse dienen. Es ist ein Segmentbogen mit 1,55 m Pfeilhöhe. Die kleinen schraffirten Dreiecke in der Abwickelung stellen die einzigen 8 zur Anwendung gekommenen Hausteine dar.

Bei diesem Gewölbe ist der normale Theil nur sehr kurz. Er könnte selbstverständlich auch ganz fehlen, so dass die Lagerfugen in der Abwickelung aus 2 stetig in einander übergehenden in entgegen gesetztem Sinne gekrümmten Kreisbögen beständen. Zu empfehlen ist eine solche Uebertragung der für lange Gewölbe zweckmässigen Anordnung auf kurze freilich nicht.

3. Das Austragen der Wölbsteine. Nach dem bisher Entwickelten ist das Darstellen des Gewölbes in allen erforderlichen Projektionen und das Austragen der Wölbsteine behufs ihrer Bearbeitung eine Aufgabe der Projektionslehre, deren Lösung keine erheblichen Schwierigkeiten bietet, sobald man unter den verschiedenen möglichen Anordnungen der Lager- und Stossfugen, sowie der Lager- und Stossflächen diejenige gewählt hat, welche für den betreffenden Fall als die geeignetsten erscheinen.

Wir wollen als Beispiel die Austragung der Steine eines Quadergewölbes durchnehmen, von welchem wir voraussetzen, dass die Verhältnisse die Anwendung eines durchgehenden mittleren Lagerfugen-Winkels gestatten, dass der Normalschnitt kreisförmig ist, dass sowohl die Lagerflächen als auch die Stossflächen als Schraubenflächen gebildet werden, und dass die Gewölbestärke durchweg gleich ist. Es sind dies die für die Praxis am meisten zu empfehlenden, weil einfachsten Annahmen. Es könnte noch in Frage kommen, ob die Stossflächen nicht als Ebenen zu gestalten seien, welche dann senkrecht zu Schraubenlinien zu stellen sind, die im Mittel der Gewölbestärke und durch die Mitten der Gewölbsteine ähnlich den Lagerfugen der inneren und äusseren Gewölbelaibung verlaufen.[3]) Doch kann ein praktischer Vortheil hierin nicht erkannt werden.

---

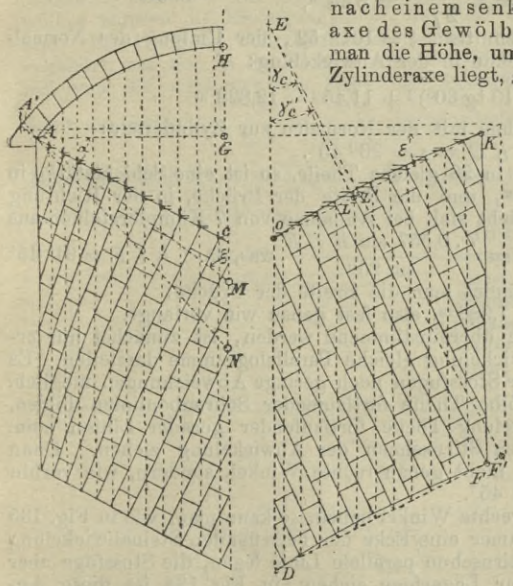
[1]) Der Brückenbau. II. Aufl. S. 124.

[2]) Vergl. Vortrag von Sarrazin über derartige Ausführungen bei der Berliner Verbindungsbahn. Z. f. Bauw. 1870. Sp. 279.

[3]) Das Nähere hierüber siehe Winkler, Steinschnitt der Flügelmauern und schiefen Brücken.

Ehe zum Austragen der Steine des bereits näher bezeichneten Gewölbes übergegangen wird, ist eine allgemeine Betrachtung über die Lagerfugen in der Gewölbestirn anzustellen. Dieselben sind, wenn man die Erzeugenden der Lagerflächen senkrecht zur Stirnlinie (bezw. zu den der Stirnebenen parallelen Gewölbeschnittlinien) und parallel zur Stirnebene stellt, gleichfalls solche Erzeugende, also beispielsweise bei einer kreisförmigen Stirnlinie der inneren Laibung nach deren Mittelpunkt gerichtet. Bei der praktischeren Annahme jedoch, welche wir hier weiter verfolgen wollen: wonach die Erzeugenden der Lagerflächen senkrecht zur Fläche der innern Laibung stehen, sind die Lagerfugen der Stirn krumme Linien. Ihre Krümmung ist indess sehr schwach. Man führt sie daher wohl allgemein als gerade Linien aus, deren Richtung etwas verschieden gewählt wird. Winkler nimmt statt der sich ergebenden Kurve deren Tangenten in ihrem Schnittpunkt mit der innern Laibung. Buck nimmt die Sehne der Kurve, d. h. die Verbindungslinie ihrer Schnittpunkte mit der äusseren und der inneren Laibung. Die letztere Annahme erscheint als die naturgemässere. Bei beiden Annahmen gehen die Lagerfugen der Stirnlinie sämmtlich nach einem senkrecht unter der Zylinderaxe des Gewölbes liegenden Punkt. Nennt man die Höhe, um welche dieser Punkt unter der Zylinderaxe liegt, z, so ist nach der Winkler'schen Annahme:

Fig. 134.



$$z = r \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \gamma_c,$$

wenn r der Halbmesser des Normalschnitts der innern Laibung, α der Schiefheitswinkel und γ_c der Fugenwinkel der innern Laibung ist. Das Winkler'sche Werk enthält auch eine einfache Konstruktion des Schnittpunktes der Stirnlagerfugen. Nach der Buck'schen Annahme ist für volle halbzylindrische Gewölbe:

$$z = (r + d) \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \gamma_c,$$

worin d die Gewölbestärke ist.

Der Buck'sche Schnittpunkt (oder Brennpunkt, wie er ihn nennt) liegt also für volle halbzylindrische Gewölbe um $d \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \gamma_c$ tiefer, als der Winkler'sche. Auf Segmentgewölbe lässt sich die Buck'sche Formel nicht anwenden. Wir kommen auf die entsprechende Rechnung bei dem folgenden Beispiel zurück.

Wir betrachten nun das in Fig. 134 im Aufriss, Grundriss und in der Abwickelung zur Hälfte dargestellte Gewölbe, für welches die Grundbedingungen eben angegeben sind.

Die rechtwinklige Spannweite $2AG$ oder l sei $= 10^{\,m}$, der Schiefheitswinkel $CAG = \alpha = 30^0$. Der mittlere Fugen-Winkel der innern Laibung $DEF = \gamma_c$ sei $= 25^0$, habe die grösste, nach Heider zulässige Abweichung $\delta = 5^0$ von dem grössten theoretischen Fugenwinkel (= dem Schiefheitswinkel α).

Es ergiebt sich dann nach der oben mitgetheilten Formel:

$\sin w_{\min} = \dfrac{\sin(\alpha - 2\delta)}{\sin \alpha}$, der kleinste zulässige Erhebungswinkel $w_{\min} = 43^0\,9'$.

Dieser Winkel[1]) liegt in der Ebene der elliptischen Stirnlinie. Sein einer Schenkel ist wagrecht; der andere ist die Normale zur Stirnellipse in einem

[1]) Der entsprechende, im Normalschnitt liegende Winkel $w'_{\min}$ ist $= 39^0\,5'$.

der Kämpferpunkte. Aus ihm ergiebt sich die Pfeilhöhe $GH = f$ (also unter den gemachten Annahmen die grösste zulässige) nach der von Heinzerling[1]) gegebenen Formel:

$$f = \frac{l}{2} \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{\cot w}{\cos \alpha}\right)^2} - 1}{\frac{\cot w}{\cos \alpha}} = 5 \frac{\sqrt{1 + 1{,}232^2} - 1}{1{,}232} = 2{,}38^{\,\mathrm{m}}.$$

Will man nach den bis hier für das Gewölbe gemachten Annahmen und Festsetzungen noch eine gleiche Stärke der Wölbschichten durchführen, so kann man die rechtwinklig gemessene Breite der Brücke von Stirn zu Stirn nur innerhalb gewisser, durch die verschiedenen möglichen Schichtenstärken gezogenen Grenzen beliebig wählen oder vorschreiben. Die Brücke sollte programmgemäss $8^{\,\mathrm{m}}$ breit sein. Es zeigt sich, dass dies genau erreicht werden kann.

Es berechnet sich zunächst der Halbmesser für den Normalschnitt der inneren Laibung:

$$r = \frac{\frac{l^2}{4} + f^2}{2f} = 6{,}44^{\,\mathrm{m}},$$

der Zentriwinkel des Normalschnitts: $\xi = 101^0\ 52'$, der Umfang des Normalschnitts $= 11{,}45^{\,\mathrm{m}}$, die Stirnsehne in der Abwickelung:

$$2\,OK = \sqrt{(10 \operatorname{tg} 30^0)^2 + 11{,}45^2} = 12{,}822^{\,\mathrm{m}}$$

und der Winkel dieser Stirnsehne mit der Normalen zur Zylinderaxe:

$$OKG = \varepsilon = 26^0\ 45'.$$

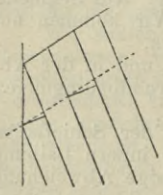
Theilt man die Stirnsehne in 23 gleiche Theile, so ist eine Schichtstärke in der inneren Laibung $= 0{,}557^{\,\mathrm{m}}$, und die Breite der Brücke, in der Richtung der Zylinderaxe gemessen, ergiebt sich bei Annahme von 7 Kämpfersteinen aus dem Dreieck KLF zu $KF = e = \frac{7 \,.\, 0{,}557 \sin KLF}{\sin 25^0}$, was, da $\sphericalangle KLF = 91^0\ 45'$ ist, $9{,}224^{\,\mathrm{m}}$ ergiebt. Hieraus findet man die Breite der Brücke:
$b = e \cos \alpha = 9{,}224 \,.\, \cos 30^0 = 7{,}988^{\,\mathrm{m}}$, also fast genau wie verlangt.

Damit nun die Wölbsteine übereinstimmend werden, ist zunächst nur erforderlich, dass sie in der Abwickelung gleiche Parallelogramme darstellen. Es sind also in der Anordnung der Stossfugen noch geringe Abweichungen möglich.

Sollen dieselben im Gewölbe Theile fortlaufender Schraubenlinien bilden, so müssen sie in der Abwickelung Theile fortlaufender gerader Linien sein. Man wird sie also parallel den Stirnsehnen der Abwickelung ziehen. Dann bilden sie mit den Lagerfugen nicht genau rechte Winkel, sondern, wie vorhin schon erwähnt, solche von $91^0\ 45'$.

Will man an dieser Stelle rechte Winkel haben, so kann man, wie in Fig. 135 verzerrt gezeichnet ist, nur immer eine Ecke der betreffenden Steinabwickelung in die zur Stirnsehne parallele Linie legen, die Stossfuge aber senkrecht zur Lagerfuge ziehen; in Fig. 134 ist diese Anordnung gewählt. Die Abweichung von der vorher besprochenen ist aber in diesem Fall zu gering, um augenfällig zu sein.

Fig. 135.



Beide Lagen der Stossfugen haben den Uebelstand im Gefolge, dass die Stirnquadern unter sich verschieden lang werden. Man könnte dem abhelfen, indem man die Stossfugen (oder entsprechende Punkte derselben) nicht in Schraubenlinien, sondern in Parallelen zur Stirnlinie legt. Freilich wird dadurch nur eine annähernd gleiche Erscheinung der Stirnquader in der unteren Ansicht, nicht aber Uebereinstimmung derselben unter einander erreicht.

Der Anschluss des Gewölbestein-Verbandes an die Kämpfersteine ist in dem hier dargestellten Gewölbe durch Einschaltung von halben und Dreiviertel-Steinen vermittelt.

Da die Lagerfugen-Theilung auf der Stirnsehne der Abwickelung eine gleichmässige ist, so ist sie dies nicht auf der Stirnlinie selbst. Die Ab-

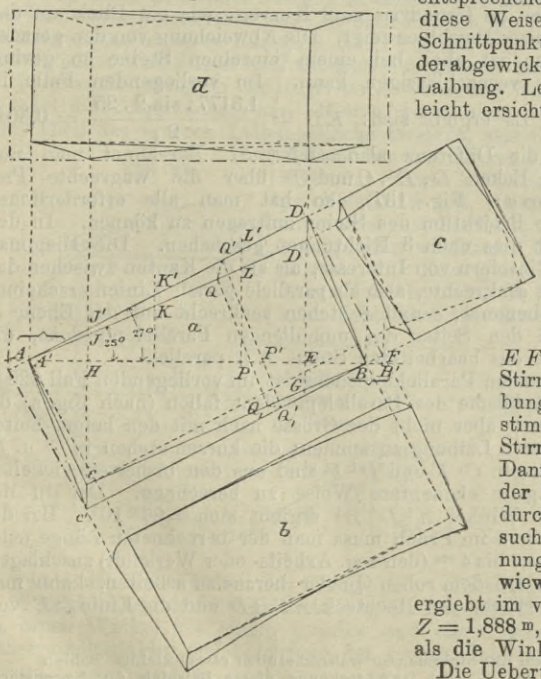
[1]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 124.

weichungen sind aber so gering und gehen allmählich in einander über, dass sie in der Ausführung kaum bemerkt werden dürften.

Um die Lagerfugen in der Gewölbestirn zu verzeichnen, ist noch die Entfernung $MN = z$ zu berechnen, um welche der gemeinsame Schnittpunkt der Fugen unter dem Mittelpunkt des Normalschnitts liegt. Nach Winkler ist, wie oben angegeben, $z = r \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \gamma_c$, also im vorliegenden Fall:
$6{,}44 \,.\, 0{,}5774 \,.\, 0{,}4063 = 1{,}734^{\,m}$.

Die Verzeichnung der Stirnfugen als Sehnen der, genau genommen, auftretenden Kurven kann in folgender Weise erfolgen. Denkt man sich die äussere Laibung so abgewickelt, dass die Erzeugungslinie im Scheitel mit der entsprechenden Linie DE der abgewickelten inneren Laibung zusammen fällt, so findet man die abgewickelten Lagerfugen der äusseren Laibung, indem man diejenigen der inneren bis zu der Linie DE verlängert und in den Schnittpunkten der mittleren Lagerfugenwinkel der äusseren Laibung $\gamma_c^{\,1}$ an DE anträgt. Die Richtigkeit dieser Konstruktion folgt daraus, dass die Erzeugungslinien der Lagerflächen zur inneren Laibungsfläche normal, also im Scheitel senkrecht stehen. Am Kämpfer des zum vollen Halbzylinder ergänzten Gewölbes würden die Erzeugungslinien wagrecht und rechtwinklig zur Gewölbaxe sein. Ein Gang der Schraubenlinie, welcher die Lagerfuge der inneren Laibung angehört, hat also in der Richtung der Gewölbaxe dieselbe Länge wie derjenige, welchem die entsprechende Fuge der äusseren Laibung angehört. Man hat daher die Gleichung: $\frac{r}{\operatorname{tg} \gamma_c} = \frac{r^1}{\operatorname{tg} \gamma_c^{\,1}}$, wenn r^1 der Halbmesser der äusseren Wölbfläche ist, und $\operatorname{tg} \gamma_c^{\,1} = \frac{r^1}{r} \operatorname{tg} \gamma_c$. Wir nehmen die Gewölbstärke $\delta = 0{,}6^{\,m}$ an und finden: $\gamma_c^{\,1} = 27^0$ (fast genau).

Fig. 136.

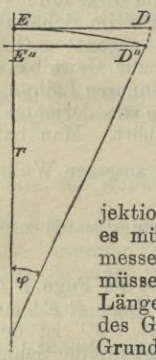


In Fig. 134 ist nun die der Fuge FL entsprechende äussere Fuge EF^1 auf diese Weise gezeichnet. F^1 ist der Schnittpunkt dieser Fuge mit der Sehne der abgewickelten Stirnlinie der äusseren Laibung. Letztere Sehne fällt aber, wie leicht ersichtlich, mit demjenigen der inneren Laibung, beziehungsweise mit deren Verlängerung zusammen (sofern man ein dem Zentriwinkel Z der inneren Laibung entsprechendes Stück der äusseren Laibung abwickelt). Man hat nun den Schnitt der Linie EF^1 mit der abgewickelten Stirnlinie der äusseren Laibung durch Rechnung zu bestimmen und in den Aufriss der Stirn nach A^1 zu übertragen. Dann giebt die Verlängerung der Linie A^1A mit dem Loth durch den Scheitel den gesuchten Punkt N. Diese Rechnung, welche durchaus einfach, wiewohl etwas langwierig ist, ergiebt im vorliegenden Fall: $MN = Z = 1{,}888^{\,m}$, also um $0{,}154^{\,m}$ grösser als die Winkler'sche Formel.

Die Uebertragung der Fugen aus der Abwickelung in den Grundriss und in jede beliebige andere Projektion des

Gewölbes bietet nichts Bemerkenswerthes. Wir können also nun das Austragen der Wölbsteine selbst betrachten. In den Fig. 136 a bis d ist ein normaler Gewölbestein im Grundriss und in drei verschiedenen Ansichten (der Deutlichkeit halber theilweise verzerrt) dargestellt. Er ist auf einer wagrechten Ebene so liegend gedacht, dass die äussere Laibung in ihrer mittleren Erzeugungslinie die Ebene berührt. Die Länge der Steine ist im vorliegenden Fall so gewählt, dass die mittlere Erzeugungslinie die Diagonale der Parallelogramme bildet, welche die Laibungsflächen der Steine im Grundriss darstellen. Dann fallen die Ecken A und B dieser Parallellogramme der inneren und äusseren Laibung, durch welche die erwähnte Diagonale geht, zusammen, weil die Erzeugungslinien der Lagerflächen senkrecht auf der Laibungsfläche, für die Zylinder-Erzeugungslinie AB, also senkrecht auf der hier gewählten Projektionsebene stehen, d. h. sich jeweilig in einem Punkt projiziren.

Fig. 137.



Das Parallelogramm der inneren abgewickelten Laibung $ADBC$ ist ein Rechteck, dessen Lage man findet wenn man den mittleren Fugenwinkel (25 ^{0}) bei A und B an AB anträgt. Das Parallelogramm der äusseren abgewickelten Lagerfläche ist ein Rhomboid, welches sich ergiebt wenn man in A und B den mittleren Fugenwinkel (27 ^{0}) der äusseren Laibung an AB anträgt und durch D und C die Linien DD^1 und CC^1 senkrecht zu AB zieht. Die beiden letzteren Linien stellen Erzeugende der Lagerflächen dar und diese projiziren sich rechtwinklig zu AB, der Richtung der Zylinderaxe. Genau genommen müssen nun aus den abgewickelten Flächen $ADBC$ und $A^1D^1B^1C^1$ die Projektionen der entsprechenden Zylinderflächen abgeleitet werden, d. h. es müssen die Längen ED, Fig. 137, auf einen Kreis mit dem Halbmesser r aufgewickelt werden, also $ED'' = r \operatorname{arc} \varphi = ED$, und dann müssen in der Horizontal-Projektion an Stelle der Längen ED die Längen $E''D'' = r \sin \varphi$ treten. Die Umrisslinien der Laibungsflächen des Gewölbesteins im Grundriss sind Kurven, wie ein Blick auf den Grundriss des ganzen Gewölbes zeigt. Die Abweichung von den geraden Linien der Abwickelungen ist aber bei einem einzelnen Steine so gering, dass man sie wohl stets vernachlässigen kann. Im vorliegenden Falle ist $AB = \frac{9{,}224}{7} = 1{,}3177$.[1]) Es ergiebt sich: $ED = \frac{1{,}3177 \,.\, \sin 2 \,.\, 25^0}{2} = 0{,}5047$ und $E''D'' = 0{,}5042$, die Differenz also $= 0{,}5$ mm.[2]) Berechnet man nun noch die Erhebung der Ecken D, D^1, C und C^1 über die wagrechte Projektionsebene ($= r(1 - \cos \varphi)$, Fig. 137), so hat man alle erforderlichen Maasse, um jede beliebige Projektion des Steins auftragen zu können. In den Figuren 136 b, c und d ist dies nach 3 Richtungen geschehen. Die Diagonal-Projektion, Fig. 136 d, ist insofern von Interesse, als sie die Kanten zwischen den Lager- und Stossflächen als senkrechte, also als parallele gerade Linien erscheinen lässt. Die 3 Projektionsebenen b, c und d stehen senkrecht auf der Ebene a. Die Ebenen b und c sind den Seiten des umhüllenden Parallelepipedons, die Ebene d ist der Diagonale des bearbeiteten Steins AB parallel.

Die Höhe des umhüllenden Parallelepipedons ist im vorliegenden Fall 620 m. Von den Kanten der Grundfläche des Parallelepipedons fallen (nach Fig. a) die 2 langen, zwar der Richtung aber nicht der Grösse nach mit den langen Seiten der Abwickelung der äusseren Laibung zusammen; die kurzen stehen in C^1 u. D^1 darauf senkrecht. Die Längen C^1F und D^1F sind aus den bisher entwickelten Grössen der Figur a auf ganz elementare Weise zu berechnen. Der in der äusseren Laibung liegende Winkel $A^1D^1B^1$ ergiebt sich $= 86^0 10^1$. Bei der Bestellung des rohen Quaders im Bruch muss man der berechneten Länge jeder Kante des Parallelepipedons 3 bis 4 cm (den sog. Arbeits- oder Werkzoll) zuschlagen.

Um den Gewölbestein aus dem rohen Quader heraus zu arbeiten, kann man sich zunächst auf der Oberfläche das Rechteck $ACBD$ und die Linie AB vor-

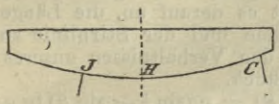
---

[1]) Für die Praxis würde man die Steinmaasse wahrscheinlich etwas kleiner wählen.

[2]) Der Einfachheit halber ist bei der Durchrechnung dieses Beispiels die Fugenstärke vernachlässigt.

reissen und an Stelle der Letzteren einen geradlinigen Schlag in der erforderlichen Tiefe (20 mm unter der Oberfläche des theoretischen Parallelepipedons) ausarbeiten. Dann ist der Stein an den Punkten C und D auf die richtige Höhe zubringen und nun sind 2 Schläge CHI und DEG rechtwinklig zu AB, gekrümmt nach dem Halbmesser der innern Laibung herzustellen. Man bedient sich dazu symmetrischer segmentförmiger Schablonen, Fig. 138, deren obere Begrenzung der Sehne des Bogens parallel ist und deren Mitte auf der Linie AB stehen muss. Die Oberkanten der beiden kongruenten Schablonen, wenn sie in der beschriebenen Weise auf den Schlägen CHI und DEG stehen, müssen also in einer Ebene liegen. Dasselbe gilt von jeder andern Stellung der Schablonen, wenn sie mit ihrer Mittellinie auf AB, rechtwinklig zu dieser Linie, stehen und die (bereits fertig gedachte) innere Laibung überall berühren. Man kann Letztere also mit Hilfe dieser 2 Schablonen heraus arbeiten, indem man an jeder Stelle so viel Steinmasse fortnimmt, dass die obere Kante der in der beschriebenen Weise aufgestellten einen Schablone mit derjenigen der auf einem der zuerst hergestellten Schläge stehenden anderen, in eine Ebene kommt. Dies kann man durch Visiren erreichen. Besser dürfte es sein, eine dritte Schablone anzuwenden, welche zwischen die beiden auf den Anfangschlägen stehenden mittels eines übergelegten Richtscheites noch genauer und leichter eingerichtet werden kann. Nachdem die Zylinderfläche der innern Laibung hergestellt ist, legt man das Rechteck $ACBD$, aus Zinkblech ausgeschnitten, auf die Zylinderfläche, wo seine Lage durch die Ecken, insbesondere durch A und B, bestimmt ist und reisst die Kanten des Wölbsteins genau vor.

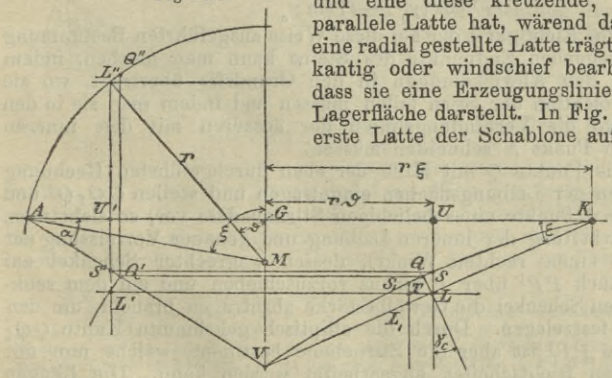
Fig. 138.



Man kann nun mit Hilfe der auf der inneren Laibung senkrechten Kanten AA^1, BB^1, CC^1 und DD^1 die Ecken der äusseren Laibungsfläche frei- und festlegen und dann die äussere Laibung in derselben Weise abarbeiten, wie es soeben von der inneren beschrieben ist. Es bleiben dann nur die entsprechenden Punkte der inneren und äusseren Kanten z. B. II^1, KK^1, LL^1 usw. durch gerade Linien zu verbinden, wobei man sich windschiefer Lehren bedienen kann.

Man stellt jedoch in der Regel nach Freilegung der inneren Laibungsfläche zunächst die Lagerflächen her. Hierzu kann eine Schablone dienen, welche einen Theil der inneren Laibungsfläche darstellt, also eine kreisförmig nach dem Halbmesser der inneren Laibung gekrümmte Latte und eine diese kreuzende, der Erzeugungslinie parallele Latte hat, wärend das Ende der ersteren eine radial gestellte Latte trägt, die entweder scharfkantig oder windschief bearbeitet sein muss, so dass sie eine Erzeugungslinie oder ein Stück der Lagerfläche darstellt. In Fig. 136a würde z. B. die erste Latte der Schablone auf CI, die zweite auf AB stehen, während die dritte II^1 angiebt. Indem man die Schablone so in der inneren Laibung verschiebt, dass die zweite Latte stets AB parallel ist, giebt die dritte Latte nach einander die Linien KK^1, LL^1, DD^1 an, sobald das Fortarbeiten des Steines ihr vollständiges Anliegen ermöglicht.

Fig. 139.



Winkler[1]) giebt für die Herstellung der Lagerflächen eine „Bogenschmiege," d. h. einen Winkel mit einem geraden und einem gekrümmten Schenkel, an, welcher rechtwinklig zur Lagerfuge der inneren Laibung (parallel zur Richtung

[1]) Steinschnitt pp. S. 18.

AC oder BD) angesetzt werden muss. Die Krümmung des einen Schenkels ist diejenige einer auf den Lagerfugen senkrechten Schraubenlinie und ihr Halbmesser $\varrho = r \sec^2 \gamma_c$. Beide Schenkel müssen, wenn sie nicht scharfkantig sind windschiefe Anlageflächen erhalten.

Die Stirnsteine sind in derselben Weise, wie die gewöhnlichen Gewölbsteine auszutragen. Ihre Laibungsschablonen sind nur durch die gekrümmten Stirnlinien zu vervollständigen. Insbesondere kommt es darauf an, die Länge der abgewickelten Lagerfugen zwischen der Stirnsehne und der Stirnlinie zu berechnen. In der, der Deutlichkeit halber, nicht in den Verhältnissen unseres Beispiels gezeichneten Fig. 139 ist LQ ein solches Stück.

Es ist: $UL = r(\xi - \vartheta) \operatorname{tg} \varepsilon$ und $US = U^1 S^1 = r(\sin \xi - \sin \vartheta) \operatorname{tg} \alpha$, also: $SL = UL - US = r[(\xi - \vartheta) \operatorname{tg} \varepsilon - (\sin \xi - \sin \vartheta) \operatorname{tg} \alpha]$.

Mit Hilfe dieses Ausdrucks kann man leicht beliebig viele Punkte der abgewickelten Stirnlinie berechnen.

Entspricht nun $S_1 L_1$ einem Winkel ϑ_1, der wenig kleiner ist als ϑ, so kann man SS_1 als gerade Linie betrachten und unter dieser Annahme die Länge LQ leicht berechnen. $S_1 L_1$ ist nach der vorstehenden Formel zu berechnen, also bekannt, TL ist $= r(\vartheta - \vartheta_1)$, $L_1 T = r(\vartheta - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varepsilon$,

$$TS_1 = S_1 L_1 - r(\vartheta - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varepsilon,$$

$$\operatorname{tg} S_1 SL = \frac{r(\vartheta - \vartheta_1)}{SL - TS_1},$$

$$LQ = \frac{\sin S_1 SL \,.\, SL}{\sin(\gamma_c + S_1 SL)}.$$

Die Formeln gelten ebenso für die äussere Laibung. Es ist nur: $r^1 = r + d$ an Stelle von r und γ_c^1 an Stelle von γ_c, sowie ϑ^1 an Stelle von ϑ zu setzen. Die Beziehung zwischen γ_c^1 und γ_c, nämlich: $\operatorname{tg} \gamma_c^1 = \frac{r^1}{r} \operatorname{tg} \gamma_c$ ist schon oben erwähnt. Die Beziehung zwischen ϑ^1 und ϑ ergiebt sich leicht aus dem Umstande, dass die zusammen gehörenden Lagerfugen der beiden abgewickelten Laibungen sich in der Erzeugungslinie des Scheitels schneiden, wenn man beide Abwickelungen so auf einander legt, dass diese Erzeugungslinien und die Stirnsehnen zusammen fallen. Indem man die Länge EO der Fig. 134 aus dem Dreieck EOL der inneren und dem entsprechenden Dreieck EOL der äusseren Laibung ausdrückt und beide Ausdrücke gleich setzt, findet man:

$$\vartheta^1 = \vartheta \frac{r \cos(\gamma_c - \varepsilon) \sin \gamma_c^1}{r^1 \cos(\gamma_c^1 - \varepsilon) \sin \gamma_c}.$$

Die Probe für die Richtigkeit der auf diese Weise ausgeführten Bestimmung der 4 in der Stirn liegenden Endpunkte des Steins kann man machen, indem man die Punkte aus den Abwickelungen in den Grundriss überträgt, wo sie in die gradlinige Projektion der Stirn fallen müssen und indem man sie in den Aufriss überträgt, wo die Verbindungslinien der äusseren mit den inneren Punkten sich in dem Punkt N schneiden müssen.

Hat man nun die Punkte Q mit Hilfe der eben durchgeführten Rechnung in die Abwickelungen der Laibungsflächen eingetragen und stellen QQ_1Q^1 und Q_1^1 in Fig. 136a die 4 Punkte eines beliebigen Stirnquaders vor, so sieht man, dass man nach Ausarbeitung der inneren Laibung und genauer Vorreissung der Stirnkante QQ_1 nur einen rechten Winkel, dessen wagrechter Schenkel auf AB liegt um das Stück PP^1 über P hinaus vorzuschieben und auf dem senkrecht hinab hängenden Schenkel die Gewölbestärke abzutragen braucht, um den Punkt P^1 am Stein festzulegen. Durch die elliptisch gekrümmte Kante QQ_1 und die gerade Linie PP^1 ist aber die Stirnebene bestimmt, welche nun mit Hülfe eines einfachen Richtscheites abgearbeitet werden kann. Die Längen A^1Q^1 und $C^1Q_1^1$ müssen dann bei genauer Arbeit mit den berechneten Maassen überein stimmen.

Sicherer ist aber, die Längen AQ, A^1Q^1 usw. auf den Kanten der nach den obigen Regeln abgearbeiteten Lagerflächen aufzutragen, die Stirnfugen QQ^1 und $Q_1Q_1^1$ vorzureissen und danach die Stirnebene abzuarbeiten. Da die Krümmung der Lagerfugen überall gleich ist kann man für sämmtliche Stirnsteine eine biegsame Schablone herstellen, auf welche nur die verschiedenen Rich-

tungen der Stirnfugen, von demselben Punkt der inneren Kante ausgehend, aufgetragen sind. Diese Richtungen sind graphisch leicht zu bestimmen, wenn man die Abwickelungen der inneren und äusseren Laibung vom Scheitel aus auf einander legt.[1]) Der Krümmungs-Halbmesser der Lagerfuge der inneren Laibung ist: $\varrho = r \operatorname{cosec}^2 \gamma_c$ und der der äusseren Laibung:

$$\varrho^1 = r^1 \operatorname{cosec}^2 \gamma_c^1 \; (1 = r^1 + \cot^2 \gamma_c^1).$$

Da
$$\cot \gamma_c^1 = \frac{r}{r^1} \cot \gamma, \text{ so ist:}$$

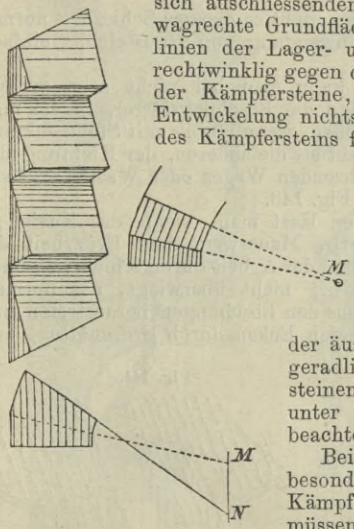
$$\varrho^1 = r^1 \left[1 + \left(\frac{r}{r^1} \right)^2 \cot^2 \gamma_c \right] = r^1 + \frac{r^2}{r^1} \cot^2 \gamma_c,$$

oder da:
$$\cot^2 \gamma_c = \frac{\varrho}{r} - 1 \text{ ist,}$$

$$\varrho^1 = r^1 + \frac{r^2}{r^1} \left(\frac{\varrho}{r} - 1 \right) = r^1 + \frac{\varrho r}{r^1} - \frac{r^2}{r^1}.^{2})$$

Die Kämpfersteine haben bei voll halbzylindrischen Gewölben wagrechte Grund(Lager-)flächen. Aber auch bei Segmentgewölben setzt man ihrem durch die radiale Kämpferebene begrenzten, dem Gewölbe angehörenden Theil in der Regel einen dem Fugenschnitt der Widerlagmauer sich auschliessenden, durch senkrechte Seitenflächen und eine wagrechte Grundfläche begrenzten Theil an. Da die Schnittlinien der Lager- und Stossflächen radial, also im Grundriss rechtwinklig gegen die Gewölbeaxe stehen, so ist die Darstellung der Kämpfersteine, Fig. 140, so einfach, dass der bisherigen Entwickelung nichts mehr hinzu zu fügen ist. Die Grundfläche des Kämpfersteins fällt mit der des rohen Quaders (abgesehen vom Arbeitszoll) zusammen und hat hinsichtlich der Begrenzung drei Seiten mit jener gemein. Die Spuren der Laibungen auf den Seitenflächen des Quaders sind kreisförmig, die Laibungen also leicht heraus zu arbeiten. Dann werden die Ränder der Laibungen an biegsamen Schablonen vorgerissen und die entsprechenden Punkte der äusseren und inneren Lager und Stossfugen geradlinig verbunden. Bei den Stirn-Kämpfersteinen ist die Richtung der Stirnfugen nach dem unter der Zylinderaxe liegenden Punkt N zu beachten.

Fig. 140.



Bei der Ausführung der Gewölbe, insbesondere wenn sie ganz oder mit Ausnahme der Kämpfer- und Stirnsteine aus Ziegeln erfolgen soll, müssen die Fugen auf der Schalung des Lehrgerüsts vorgerissen werden. Dies kann bei Gewölben mit konstantem Fugenwinkel mit Hilfe von biegsamen Linealen erfolgen, während bei Gewölben mit veränderlichem Fugenwinkel (mit Trajektorien) eine in natürlicher Grösse gezeichnete Abwickelung auf die Schalung gelegt und (mittelst Durchschlagen von Drahtstiften) auf Letztere übertragen werden kann.

---

[1]) Winkler, Steinschnitt usw., S. 11.

[2]) ρ^1 ist also nicht $= \rho + d$. Unter Einführung der Zahlen des durchgearbeiteten Beispiels ergiebt sich $\rho = 36{,}1$ und $\rho^1 = 34{,}17$. Dass ρ^1 kleiner ist als ρ kann widersinnig erscheinen; es ist jedoch zu bedenken, dass die Lagerflächen windschief sind, also nicht abgewickelt werden können. ρ^1 ist bei einer Gewölbstärke $d = 0$ gleich ρ, wird bei wachsendem d kleiner als ρ, wird bei einer gewissen (praktisch gar nicht in Frage kommenden) Stärke d (in unserem Zahlenbeispiel $d = 23{,}22$) wieder gleich ρ und wird erst bei noch weiter wachsendem d gröfser als ρ.

Theoretisch nicht ohne Interesse ist die Entwickelung des Kleinstwerthes von ρ^1. Setzt man in der obigen Gleichung für ρ^1 an Stelle von r^1 den Werth $r + \delta$, so findet man als Bedingung für den Kleinstwerth von ρ^1 die Gleichung: $1 - \frac{r(\rho - r)}{(r + \delta)^2} = 0$, hieraus: $\delta = -r + \sqrt{r(\rho - r)}$ und, wenn man dies in die obige Gleichung für ρ^1 einsetzt: $\rho^1{}_{\min} = 2\sqrt{r(\rho - r)} = 2r^1$.

Unser Zahlenbeispiel ergiebt für den Kleinstwerth von ρ^1: $d = 7{,}38$ und $\rho^1{}_{\min} = 27{,}64$.

c. Brechen der Stirnkanten bei Ziegelgewölben.

Bei schiefen Ziegelgewölben ohne Haustein-Stirnringe müssen die zum Theil spitzen, zum Theil stumpfen Winkel der Lagerflächen an den Stirnen durch Abschleifen der Ziegel hergestellt werden. Dieser Uebelstand ist beim viergleisigen Ausbau der Berliner Ringbahn durch Abfasung der Stirnkanten mit einspringendem Winkel (Fig. 141) vermieden, wobei die Schiefheit durch den Verband im Innern des Gewölbes mittelst Verhauens der Steine leicht ausgeglichen werden kann.

Fig. 141.

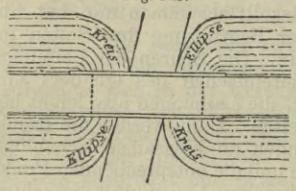
d. Aushilfsmittel zur Vermeidung schiefer Gewölbe.

Da es immerhin fraglich ist, ob selbst bei theoretisch genauem Fugenschnitt (Trajektorien) die Vertheilung des Druckes in den schiefen Gewölben so erfolgt, wie man bei der statischen Berechnung annimmt,[1]) d. h. gleichmässig in zur Stirn parallelen Gewölbe-Elementen,[2]) und da die Ausführung der schiefen Gewölbe schwierig und kostspielig ist, wendet man häufig, besonders bei kleinen Brücken (unter 10^{m} Weite) Aushilfsmittel an, um trotz der schiefwinkligen Durchschneidung der sich kreuzenden Verkehrswege normale Wölbung ausführen zu können.

Durchlässe von 1^{m} Weite wölbt man bei nicht zu grosser Schiefheit normal und schneidet die Enden, event. unter Anwendung von Hausteinen, einfach schief ab, Fig. 142.

Brücken mit verlorenen Widerlagern kann man bei nicht sehr grosser Schiefheit der Kreuzung normal wölben und die Böschungskegel, indem man zwei derselben, wenn nöthig mit Steinpackung, steiler macht als die anderen, der Richtung des zu unterführenden Weges oder Wasserlaufs anschliessen Fig. 143.

Fig. 143.



Bisweilen lässt man, wenn das Zuviel an Grunderwerb, Mauerwerk und Erdarbeit die Vertheuerung der Arbeit durch schiefe Wölbung anschlagmässig nicht überwiegt, das normale Bauwerk aus den Böschungen heraustreten und füllt die freien Ecken durch Erdschüttung aus.

Fig. 145.

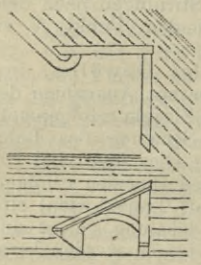


Fig. 142.

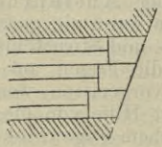
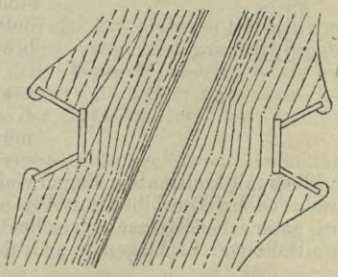


Fig. 144.



Hierbei ergiebt sich entweder, wie in Fig. 144 links angedeutet ist, ein Banket über der Bauwerkstirn, oder, wie rechts, eine windschiefe Böschung.

---

[1]) De la Gournerie glaubt allerdings durch ein sinnreiches Modell eines schiefen Gewölbes (Nouv. ann. 1879, Sp. 28 u. 36 u. Taf. 14), dessen theilweiser Einsturz durch Fortnahme eines Theils der Widerlager herbeigeführt werden kann, nachgewiesen zu haben, dass bei richtigem Fugenschnitt die Pressungen im ganzen Gewölbe parallel zu den Stirnen verlaufen. Doch abgesehen davon, dass die Beschreibung der Versuche nicht jeden Zweifel ausschliesst, ob dieselben ganz ohne eine gewisse Voreingenommenheit angeordnet und geleitet sind, kann der Elastizität des Materials und dem durch den Mörtel erzeugten Zusammenhang keine Rechnung getragen sein. Als unbedingt beweiskräftig können die Versuche nach dem, was darüber mitgetheilt wird, nicht gelten.

[2]) Vergl. den Aufsatz von Hanhart in Allg. Bauztg. 1873.

Will man das Bauwerk nicht länger machen als nöthig und doch normal wölben, so ergeben sich schräg ansteigende Stirnmauern. Diese für die äussere Erscheinung des Bauwerks wenig günstige Lösung, Fig. 145, ist bei der französischen Orleansbahn mehrfach angewendet worden.

Endlich wölbt man normale, parallel zur Stirn stehende Ringe oder Gurtbogen. Wenn die Kreuzung nicht sehr schief ist, können diese Ringe ohne Materialverschwendung erhebliche Breite erhalten. Bei der Eisack-Brücke der Brennerbahn bei Atzwang (Schnittwinkel der Axen 64° 57′ 50″) hat jeder Ring die für ein Gleise ausreichende Breite von 3,95m. Je spitzer die Kreuzung wird, um so schmaler werden die Ringe. Viel unter 1m mit der Breite der Ringe hinab zu gehen, empfiehlt sich nicht, wiewohl noch schmalere Ausführungen vorkommen.

Mit 1m breiten Ringen ist die Ueberbrückung des Untergrabens eines Walzwerks bei Spillenberg in der Linie Rüttenscheid-Steele der Rheinischen Eisenbahn unter einem Schnittwinkel der Axen von 27° gewölbt.[1])

Ein sehr spitzes Bauwerk mit halbkreisförmigen, schmalen in Bruchstein (Schichtstein) gewölbten Ringen ist die Unterführung der Lebacher Chaussee unter der Fischbachbahn bei St. Johann a. d. Saar. Die oberen Theile der ohne Verband neben einander stehenden Ringe sind durch verzinkte Anker mit einander verbunden.

Ringe von 0,84m Breite mit Verankerung am Scheitel hat die unter 45° schiefe Volme-Brücke der Linie Hagen-Brügge.[2]) Bei dem vorhin erwähnten Bauwerk bei Spillenberg ist die Verbindung der einzelnen Ringe unter einander nur durch die Hintermauerung bewirkt, welche im unteren Drittel vor der Ausrüstung, im übrigen nach der Ausrüstung mit durchgehendem Verbande gemauert wurde, „eine Ausführung, die sich gut bewährt hat“.

Ein neueres Beispiel einer grösseren schiefen Ringbrücke ist die in einer

Fig. 147—149.

Fig. 146.

Fig. 150.

[1]) Centr. Bl. d. Bauv. 1882, S. 82.
[2]) Zeitschr. f. Hann. 1878, Sp. 435.

Kurve liegende Spreebrücke der Berliner Stadtbahn an der sog. Museumsinsel. Hier beträgt der Schnittwinkel der Axen in den beiden Oeffnungen bezw. 49° 43′ und 55° 9′. Die Ringe sind 1,62 bezw. 1,705^{m} breit. Sie sind unter einander verankert.[1])

Endlich führen wir noch die schiefe Ueberführung der Schleswiger Chaussee in der Kiel-Flensburger Eisenbahn an.[2]), Fig. 146—150. Sie hat 1^{m} breite, mit einander verankerte Ringe.

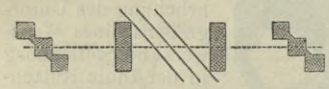
In Frankreich hat man die Ringe bisweilen mit Zwischenräumen angeordnet, die durch Steinplatten oder Kappengewölbe[3]) geschlossen wurden.

Der mangelnde Verband zwischen den Ringen ist, wiewohl er einerseits den Kräften im Gewölbe unzweifelhaft eine bestimmte Richtung anweist,[4]) doch andererseits der wesentlichste Vorwurf, den man dieser Bauweise machen kann. Die ausgeführten Bauwerke zeigen jedoch, dass er innerhalb gewisser Grenzen nicht so schwer wiegend ist, um von der Ausführung abzuschrecken.

Wenn der Schnittwinkel der Axen sehr spitz wird, vertheuert der durch die Breite der Ringe bedingte Zuschlag zur Spannweite derselben und zur Widerlagerstärke das Bauwerk. Auch werden bei schmalen Ringen die Lehrbögen theuer. In diesen Umständen, welche durch vergleichende Kostenanschläge in den einzelnen Fällen näher zu untersuchen sind, wird man oft die Grenzen für die Anwendbarkeit der schiefen Ringbogen-Brücken finden.

Bei Brücken mit mehreren Oeffnungen kann man die Schiefheit auf die Endöffnungen beschränken und im mittleren Theil die Pfeilerstellung und die Wölbungen normal anordnen. Bei wenigen Oeffnungen empfiehlt sich dies nicht, wie man beispielsweise bei einer Variante gesehen hat, die für die vorhin erwähnte Unterführung der Schleswiger Chaussee bearbeitet wurde, Fig. 151. Bei Brücken mit vielen Oeffnungen ist es die naturgemässe und, sofern die Pfeilerstellung normal zur oberen Wegerichtung genommen werden darf, zweckentsprechendste Lösung. Dieselbe ist bei fast allen Viadukten der Berliner Stadteisenbahn zur Anwendung gekommen. Man hat dann nicht mehr eine schiefe Brücke, sondern einen normalen Viadukt mit unregelmässigen, konisch gestalteten Endöffnungen.

Fig. 151.



VI. Hintermauerung und Ausfüllung der Gewölbezwickel.

Früher pflegte man das Gewölbe gleichmässig in der für den Scheitel erforderlichen Stärke oder mit geringer Stärkezunahme bei kreisförmig gestalteter Innenlaibung nach dem Widerlager zu führen und ihm eine hinten senkrechte, oben ziemlich flach (etwa 1 : 3) abgeglichene Hintermauerung zu geben, Fig. 152.

Dass diese Anordnung ihren Zweck erfüllen kann, folgt daraus, dass die unter der Einwirkung senkrechter Lasten sich bildende Stützlinie, welche nicht mit der Mittellinie eines Kreisgewölbes zusammen fallen würde, durch Hinzufügung wagrechter Kräfte kreisförmige Gestalt erhalten kann. Sind die Schichten der Hintermauerung im Stande, durch ihre Abscherungsfestigkeit diese horizontalen Kräfte hervor zu bringen, so ist die Standfähigkeit des Bauwerks gesichert.

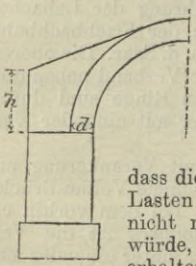


Fig. 152.

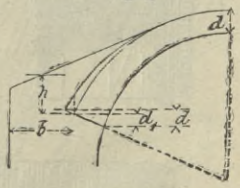


Fig. 153.

[1]) Z. f. B. 1884.
[2]) D. Bztg. 1883. S. 152.
[3]) Strassenbrücke über die Tarn bei Albi (veröffentlicht von Dupuit).
[4]) Einige wirklich schief gewölbte Bögen der Berliner Stadtbahn, in der Nähe der Charlottenburger Chaussee, sind aus diesem Grunde in Ringe von je einer Gleisbreite getrennt, welche dem Auge sich kaum bemerklich machen, aber keinen Verband mit einander haben.

Heinzerling[1]) geht von dem Satz aus, dass in einem nur senkrecht belasteten Gewölbe, welches durchweg gleiche spezifische Beanspruchung haben soll, die Vertikalprojektion jedes radialen Querschnittes gleich dem Scheitel-Querschnitt sein muss. Er findet dann, Fig. 153, den mit Rücksicht auf die Hintermauerung zulässigen schwächeren Kämpfer-Querschnitt, bezw. dessen Vertikalprojektion $d_1 = d - \frac{b(\mu h + S)}{p}$, worin μ = Reibungs-Koëffizienten von Mauerwerk auf Mauerwerk, S = spezifische Abscherungsfestigkeit des Mörtels, p = spezifische Spannung im Gewölbescheitel ist.

Beides, sowohl Reibung als Abscherungsfestigkeit in Rechnung zu ziehen, dürfte sich indess kaum rechtfertigen lassen. So lange die Hintermauerung intakt und die Abscherungsfestigkeit in Wirksamkeit ist, kann die Reibung wohl nicht zur Wirkung kommen.

Eine Theorie der gewölbten Bögen mit besonderer Rücksicht auf den versteifenden Einfluss der Uebermauerung und Ueberschüttung giebt H. Gnuschke in der Z. f. B. 1892.

Ein nach der Stützlinie richtig konstruirtes Gewölbe bedarf der Hintermauerung nicht, um standfähig zu sein. Bei solchen Gewölben fällt daher vielfach die Hintermauerung entweder ganz fort (als neueres Beispiel von Gewölben ohne Hintermauerung sind die Fluthöffnungen der Brücke über die Norderelbe anzuführen, Z. f. B. 1890), oder sie tritt nur als untergeordneter Bautheil auf, um als Unterlage für die Abdeckung zu dienen, welche auf den steileren, unteren Partien der äusseren Gewölbelaibung nicht mehr aufliegen kann, ohne abzurutschen.

Eine ähnliche Aufgabe erfüllt, (so weit sie nicht für die Standfähigkeit der Gewölbe nothwendig ist) die Hintermauerung, oder Uebermauerung über den Pfeilern von Brücken mit mehreren Oeffnungen. Wenn man hinter die Endwiderlager oder durch die Gewölbescheitel entwässert, so ist der ganze Raum über den Gewölbeschenkeln bis zur Höhe der Scheitel, ja noch höher auszufüllen. Aber auch wenn man das Wasser durch die Pfeiler oder die Gewölbeschenkel führt, ist eine mehr oder weniger bedeutende Uebermauerung erforderlich, da man der Abdeckung nach den Zwischenpfeilern selten ein so starkes Gefälle giebt als bei einzelnen Gewölben, wo man, wenn überhaupt eine künstliche Abdeckung angewendet wird, derselben ein Gefälle bis $1 : 1^1/_2$ ja bis $1 : 1$ giebt. (Vgl. S. 355).

Soweit diese Uebermauerung nur Füllmauerwerk ist, welches kaum grössere Tragfähigkeit zu haben braucht als das Ueberschüttungsmaterial — es muss nur eine so feste Masse sein, dass die Asphaltabdeckung, welche es trägt, nicht durch sein Setzen Risse bekommt — so stellt man sie vielfach aus einer mageren Betonmasse her. (Bauten der Volmebahn, Hagen-Brügge[2]) „nach französischem Muster“[3]) und Viadukt der Berliner Stadteisenbahn.)

Statt des vollen Füllmauerwerks ordnet man, namentlich bei grösseren Brücken, Hohlräume im Mauerwerk an. Der Einheitspreis des hierbei auszuführenden Mauerwerks ist natürlich viel höher als der des Füllmauerwerks (Beton's). Dagegen sind die Mauermassen geringer; Pfeiler und Gewölbe werden weniger belastet; auch trocknet das Bauwerk leichter aus und ist mehr der Revision zugänglich. Wo das Eine oder das Andere vortheilhafter ist, muss im besonderen Fall erwogen werden. Schätzungsweise kann man indessen wohl annehmen, dass bei Oeffnungen bis zu 12 oder 13 m Spannweite Füllmauerwerk, darüber hinaus Entlastungsgewölbe vorzuziehen sind.

Die Axe der Entlastungsgewölbe ist entweder parallel derjenigen der Hauptgewölbe oder rechtwinklig dazu (parallel zur Brückenaxe). Die erstere Anordnung findet man bei französischen Brücken sehr häufig, Fig. 154[4]), 155[5]) u. 156[6]), unter Andern auch bei den Aquädukten der Pariser Stadtwasserleitung

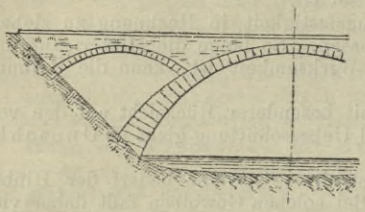
---

[1]) A. B.-Z. 1872.
[2]) Z. f. Hann. 1878, Sp. 437.
[3]) Viadukt v. St. Antoine (Marseille-Aix) (Nouv. ann. 1880. Bl. 37/38).
[4]) Brücke von Berdoulet. Rziha E. O. u. U. B. II S. 202.
[5]) Viadukt von Pigayrolle. Nach Rziha.
[6]) Nach Z. f. Bauk. 1880.

von der Vanne (Rz. S. 202 u. Taf. 10). Fig. 157[1]) stellt die Brücke des Andelys über die Seine dar, bei welcher die Entlastungsräume durch Kreuzgewölbe überdeckt sind.

Die Brücke über die Mayenne bei Monflours hat über den Zwischenpfeilern der 20 m weiten Halbkreisgewölbe fast gar keine Hintermauerung, Fig. 158, sondern überwölbte Hohlräume. Die Zwickel wurden mit Steinschüttung gefüllt.[2])

Fig. 154.



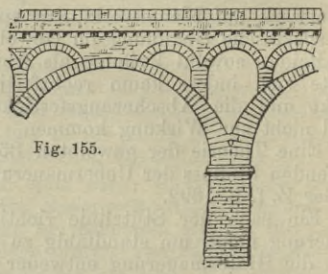


Fig. 155.

Fig. 156.

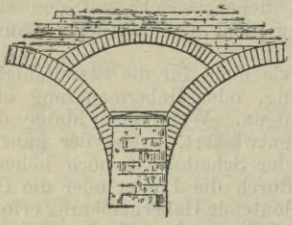


Fig. 157.

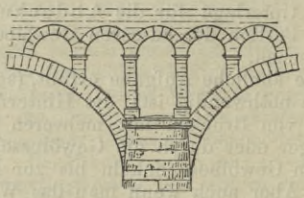


Fig. 158.

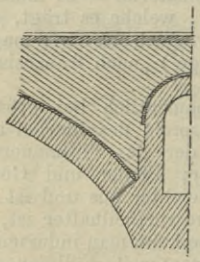
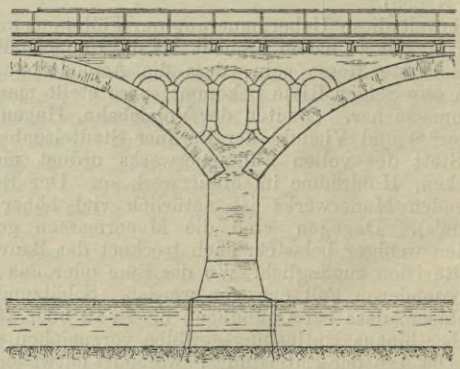


Fig. 159.



In neuester Zeit sind mit den Hauptgewölben gleich gerichtete Entlastungsgewölbe bei dem Spree-Viadukt der Berliner Stadteisenbahn (Oeffnungsweite 15 m) angewendet, Fig. 159.

In grösserem Umfange ausgeführt und namentlich bei Brücken mit nur einem Hauptgewölbe machen diese quer gestellten Entlastungsgewölbe den

[1]) Z. f. Bauk. 1880, S. 237.
[2]) Nouv. ann. 1882. Sp. 87.

Eindruck kleiner Viadukte, die über das Gewölbe hinweg geführt sind. Fig. 160, 161[1]) und 162.[2])

Eine ästhetische Lösung ist hier kaum zu erreichen. Man hat daher die Aussparungsöffnungen an den Brückenstirnen wohl durch Blendmauern geschlossen, die man dann beliebig schmücken kann.

Fig. 160.

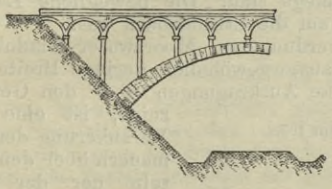


Fig. 161.

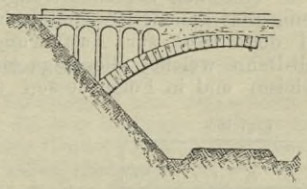
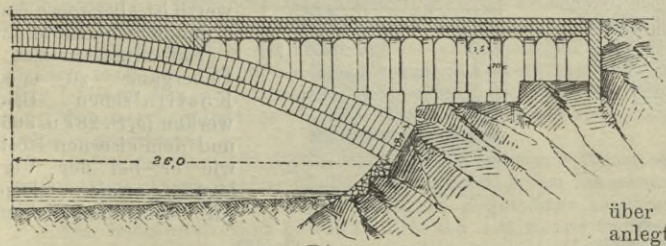


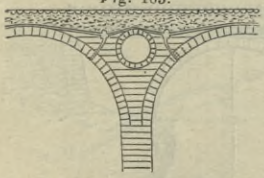
Fig. 162.

Drac-Brücke bei Claix.



Eine geringe Abwandlung ist es nur, wenn man statt der quer gestellten Mauern und Tonnengewölbe ganze hohle Zylinder über den Pfeilern anlegt, Fig. 163.

Fig. 163.



Die Aussparungen der zweiten, oben angeführten Art, durch längs gestellte Mauern und Tonnengewölbe ist in Deutschland bisher üblicher gewesen. Als neueres Beispiel geben wir den Ruhr-Viadukt der Rheinischen Bahn bei Herdecke, Fig. 164.[3])

Wo man die Uebermauerung zur Uebertragung von Horizontalkräften zwischen den angrenzenden Gewölben benutzen zu müssen glaubt, kann eine theilweise rollschichtenartige Ausführung in Verband mit den Gewölben von Vortheil sein, wie sie bei englischen Brücken, z. B. London-Brücke und Waterloo-Brücke, Fig. 165, zur Ausführung gekommen ist.

Fig. 164.

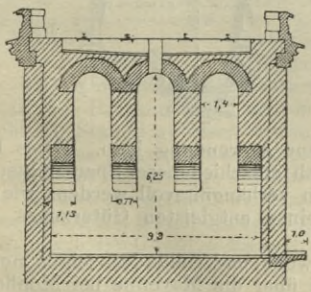
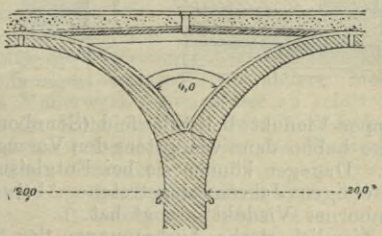


Fig. 164.



Bei der Anordnung von Längsmauern muss man vorsichtig verfahren, um nicht durch den Horizontalschub der kleinen Tonnengewölbe, die bereits in

[1]) Nach Rziha.
[2]) Nach Z. f. Bauk. 1880.
[3]) Z. f. Bauk. 1881.

Folge des Seitendrucks der Ueberschüttung, der Einwirkung des Frostes und der Seitenschwankungen der Eisenbahnzüge zum Auseinanderweichen neigenden Stirnmauern vollends aus einander zu treiben.

Man kann daher bei diesen Tonnengewölben keine erheblichen Spannweiten anwenden. Beim Goel-Viadukt bei Aachen, Fig. 166, nimmt diese Spannweite von den Stirnen nach der Brückenmitte zu, indem die Längsmauern genau unter die einzelnen Schienenstränge gelegt sind. Die bewegliche Last übt hier wenigstens keinen Horizontalschub auf die Stirnmauern aus.

Bei dem 1878 zur Ausführung verdungenen Moorswater-Viadukt der Cornwall-Bahn, welcher allerdings eine aussergewöhnlich geringe Breite (6,4 m für 2 Gleise) und in Folge dessen starke Auskragungen über den Gewölben zeigt, ist eine Quer-Verankerung der Stirnmauern über den Scheiteln der der Länge nach gestellten Tonnengewölbe eingelegt. Fig. 167. Nachahmenswerth ist aber diese Anordnung nicht. Sie bildet gewissermassen den Uebergang zu den Köstlin'schen Bauwerken (s. S. 287 u. 366) und dem eisernen Rost, wie er bei der Verlegung zweier Gleise auf dem eingleisigen

Fig. 165.

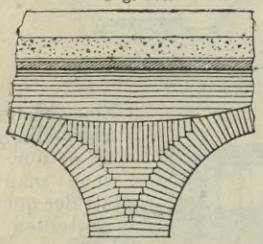


Fig. 167.

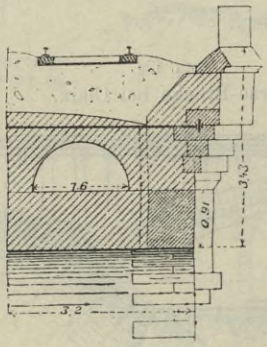


Fig. 166.

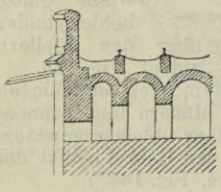


Fig. 168.

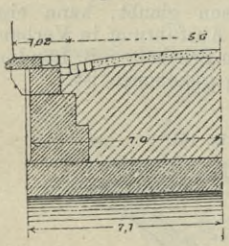
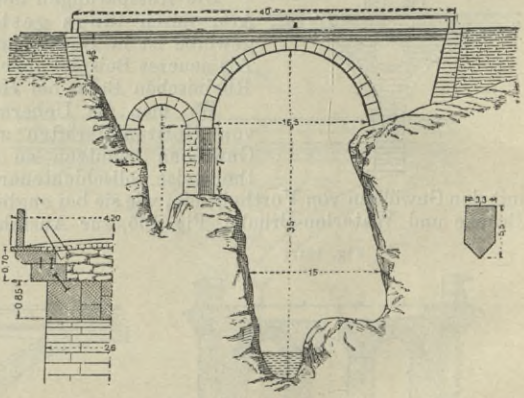


Fig. 169.



Wupper-Viadukt bei Elberfeld (Sonnborn) zur Anwendung kam. Diese Bauwerke haben dann wenigstens den Vorzug noch entschiedenerer Sparsamkeit für sich. Dagegen können sie bei Entgleisungen verhängnissvoll werden: wie der vor einigen Jahren eingetretene Absturz eines entgleisten Güterzuges vom Sonnborner Viadukt gezeigt hat.

Ziemlich starke Auskragungen der Fusswege und Geländer zeigen neuere französische Strassenbrücken, so die Brücke über die Mayenne bei Monflours, Fig. 168,[1]) bei welcher das Geländer 0,32 m und der Viadukt von Chastellux,[2]) bei welchem es sogar etwa 0,38 m über die Stirn vortritt. Bei letzterem Viadukt liegen die Gesimsplatten auf Kunststein-Konsolen.

[1]) Nouv. ann. 1882. Sp. 87.
[2]) Ann. d. p. et. ch. 1882. II.

Ein Beispiel einer schmalen gewölbten Brücke mit sehr weit ausladendem Gesims (0,8 m auf 0,7 m Höhe ist die Brolla-Brücke im Kanton Tessin, Fig. 169. Sie zeigt ausserdem ein geschicktes Anschliessen an ein unregelmässig gestaltetes Felschlucht-Profil.[1]) —

Wenn die Entwässerung der Brücke auch nicht durch die Hohlräume geführt wird so muss man doch stets dafür sorgen, dass etwaiges Sicker- oder Schwitzwasser abfliessen kann, und dass die Hohlräume behufs Revision und Reparatur leicht zugänglich sind.

VII. Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe.

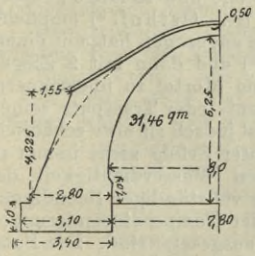
Dem Schutze der Gewölbe gegen Eindringen von Sickerwasser ist die grösste Sorgfalt zuzuwenden, da Fehler, die hier begangen sind, grosse Uebelstände und Kosten bei der Unterhaltung der Bauwerke nach sich ziehen, ja den frühzeitigen Verfall derselben zur Folge haben können.

Bei Strassenbrücken kann man den grössten Theil des Regenwassers auf der Oberfläche abführen. Die neueren Pflastermethoden: Steinwürfel mit vergossenen Fugen, Asphalt auf Betonunterlage und Holzpflaster bieten Gelegenheit ziemlich wasserdichte Fahrbahnen herzustellen. Das Wasser wird an den Fusswegkanten gesammelt und durch die Stirnmauern, die Gewölbescheitel oder, wenn das Längsgefälle der Fahrbahn ausreicht (mindestens 1 : 400)[2]), ganz überirdisch nach den Enden der Brücke und den nächsten Strassenkanälen geführt. Die letztere Art ist entschieden vorzuziehen, da hier das Wasser nicht durch das Mauerwerk geleitet wird, und also am wenigsten Gelegenheit hat, in dasselbe einzudringen.

Gegen das dennoch durch die Fahrbahn sickernde Wasser sind die Gewölbe zu schützen. Diese Nothwendigkeit tritt noch mehr bei Eisenbahnbrücken hervor, da hier eine Oberflächen-Entwässerung im allgemeinen nicht ausführbar ist.

Am leichtesten sind gewölbte Brücken mit einer Oeffnung zu schützen, da hier das Wasser mit starkem Gefälle hinter die Widerlager geleitet werden kann. Henz schrieb[3]) für die Abdeckungen (hintermauerter) Einzelöffnungen das Gefälle 1 : 3 vor. Die Normalien der hannoverschen Eisenbahn schrieben 1 : 4 vor. Gewölbequerschnitte, welche (bis zum Fundament) nach der Stützlinie gebildet sind, der Hintermauerung also entbehren können, gewähren den Vortheil, dass die das Wasser abführende Fläche hier grösstentheils viel steiler abfällt als bei hintermauerten Gewölben. Eine Grenze liegt hier nur in der etwa anzubringenden Abdeckung, welche sich bei zu steiler Neigung nicht mehr würde anbringen lassen. Für Ziegelflachschichten und Asphalt darf die Neigung nicht wohl steiler als 1 : 1½ bis höchstens 1 : 1 genommen werden. Daran schliesst sich dann die steil geneigte Fläche des Widerlagmauerwerks, Fig. 170.

Fig. 170.



Die Abführung des Wassers hinter die Widerlager hat sich aber auch bei grösseren Brücken mit mehren Oeffnungen bewährt, wo andere Methoden nicht im Stande gewesen waren, das Mauerwerk gegen Nässe zu schützen.[4])

Ist das Bauwerk zu lang, oder die Höhe über der Gewölbeabdeckung zu gering, um das nöthige Gefälle hervor zu bringen, so muss das Wasser durch das Mauerwerk geführt werden und zwar entweder:

a) durch den Gewölbescheitel, oder: c) durch die Stirnmauern, oder:
b) durch den Gewölbeschenkel, oder: d) durch die Pfeiler.

---

[1]) D. Bztg. 1884. S. 181.

[2]) Z. f. B. 1865. S. 319 wird Seitens der Berg-Märk.-Bahn für die Abpflasterung von Wegeüberführungen ein Längengefälle von mindestens 1 : 72 empfohlen. — Die Stadt Berlin schreibt jetzt mindestens 1 : 250 vor.

[3]) Normalbrücken und Durchlässe.

[4]) Brahe-Brücke bei Bromberg: 5 Oeffnungen von je 12.55 m Weite, Gefälle der Abdeckung 1 : 80 (Z. f. B. 1865. S. 300. Aufsatz über: „Die Abdeckung und Entwässerung grösserer gewölbter Brücken auf den preussischen Eisenbahnen“.)

Bei b, c und d ist noch zu unterscheiden, ob das Wasser durch die Aussparungen der Pfeilerübermauerung geführt wird oder nicht.

Die Stellen des Mauerwerks, wo das Wasser hindurch geführt wird, sind ganz besonders dem Nasswerden ausgesetzt. Es empfiehlt sich daher, die Zahl derselben möglichst einzuschränken. Auf die sonstigen Mittel, um das Mauerwerk hier zu schützen, kommen wir demnächst zurück.[1])

Was die Ausführung der Gewölbeabdeckung anbetrifft, so werden die Gewölbe (mit Ausnahme ganz kleiner Bauwerke) meist mit einer oder 2 Ziegelflachschichten, die man in Zementmörtel verlegt, abgedeckt. Die Unebenheiten des Gewölberückens werden hierdurch ausgeglichen, eine glatte Fläche für den Wasserabfluss wird bereitet. Auch kann schon ein gewisser Grad von Wasserdichtigkeit erzielt werden, der bei kleineren Bauwerken und bei durchlässigem Hinterfüllungsmaterial, welches dem Wasser schnellen Abzug gewährt, vielleicht genügt.

In der unteren Ziegelflachschicht hat man quer zur Brückenaxe kleine Kanäle (7,5 cm im Quadrat) angeordnet, welche an beiden Brückenstirnen mit der Luft in Verbindung stehen und so das Austrocknen des Mauerwerks befördern. Auch hat man solche Kanälchen parallel zur Brückenaxe oder diagonal angeordnet und ihre unteren Enden durch Querkanäle mit den Haupt-Entwässerungsanlagen der Brücke in Verbindung gebracht. Sie sollen dazu dienen, Wasser, welches etwa durch die obere Flachschicht durchsickern möchte, aufzufangen und abzuleiten, ehe es in's Gewölbe dringt.

Der Austrocknung dient die bei der Berliner Stadtbahn zur Anwendung gekommene Abdeckung mit einer Schicht aus Hohlsteinen, welche der Länge nach mit 2 Löchern versehen sind und so verlegt wurden, dass die Löcher von einer Viadukt-Stirn bis zur andern durchgehen.[2])

Im allgemeinen genügt die Ziegelflachschichten-Abdeckung nicht, um das Gewölbe gegen Wasser zu schützen. Es muss vielmehr noch eine wasserdichte Decklage aufgebracht werden. Hierzu ist eine Menge verschiedener Stoffe zur Anwendung gekommen, von denen wir die wichtigsten nennen:

Putz von Zement- oder Trassmörtel. Er muss, nachdem das Setzen der Gewölbe beendet ist, mit fettem Mörtel (Zement-Sand 1 : 2 besser unter Zusatz von etwa $^1/_4$ Theil hydraulischen Kalk) hergestellt und so lange genässt, oder nass erhalten werden, bis er vollständig erhärtet ist. Osthoff[3]) empfiehlt zu diesem Zweck, die Zementmörtelschicht, nachdem sie angezogen hat, mit einem Brei aus reinem Zement und Wasser zu übergiessen[4]) und dann mit 2 Ziegelflachschichten in schwach hydraulischem, sehr nassem Mörtel zu übermauern.

Bei sehr sorgfältiger Ausführung kann der Zement- oder Trassputz seinen Zweck erreichen; ein zu nasses Anmachen des Mörtels ist jedoch immer schädlich. Aber selbst bei kleinen Ausführungsfehlern ist ein guter Erfolg nicht immer zu erwarten, da, abgesehen von der nicht zweifelfreien Wasserdichtigkeit des Zement- und Trassmörtels[5]), die Gewölbe auch nach vollständiger Beendigung des „Setzens" fortwährenden Bewegungen in Folge der Temperaturänderungen und der Erschütterungen beim Befahren der Brücken ausgesetzt sind. Die Putzschicht bekommt Risse und das Wasser findet seinen Weg in das Mauerwerk.[6])

---

[1]) Ein neueres Beispiel der Entwässerung durch die Stirnmauer bieten die Fluthöffnungen der Brücke über die Norder Elbe bei Hamburg (Z. f. B. 1890).

[2]) Z. f. B. 1884. Sp. 19.

[3]) Z. d. Arch. u. Ing.-Ver. zu Hann. 1877. S. 175.

[4]) Gegen die Verwendung von reinem Zement sind wegen der Gefahr des Treibens, bezw. bei der schon in Folge des Abbindens vor sich gehenden kleinen Volumenänderungen grundsätzliche Bedenken zu erheben.

[5]) Nach Dyckerhoff (D. Bztg. 1882, S. 434) war bei angestellten Versuchen Mörtel aus 1 Th. Zement und 1 Th. feinem Grubensand wasserdicht, desgl. Mörtel aus:

1 Th. Zement	2 Th. Feinsand	$^1/_2$ Th. Kalkteig.				
1 „	„ 3 „	„	1	„	„	
1 „	„ 6 „	„	2	„	„	

Mörtel aus 1 Th. Trass 1 Th. Beckumer Wasserkalk 1 Th. Sand liess nach 7 Tagen Erhärtungszeit noch Wasser durch.

[6]) In der D. Bztg. 1878. S. 511 habe ich die Hoffnung ausgesprochen, dass es möglich sein werde, mit undurchlässigen Steinen und Zementmörtel ohne weitere Abdeckung wasserdichte Gewölbe herzustellen. Nach meinen neueren, beim Bau der Berliner Stadteisenbahn gewonnenen Erfahrungen, kann ich diese Ansicht allgemein nicht aufrecht erhalten. Nur bei einzelnen Gewölben, bei denen das durchsickernde Wasser schnell hinter die Widerlager abziehen kann, dürfte es vielleicht möglich sein, ohne besondere Abdeckung auszukommen.

Das Letztere gilt auch von dem häufig angewendeten Ueberzug mit natürlichem Asphalt, welchen man wenigstens in 2 Lagen von je 1 cm Stärke aufbringen sollte. (Eine einfache Lage wird oft nicht dicht an das Mauerwerk anschliessen, weil in der Trennungsfläche Dämpfe aus dem noch feuchten Mauerwerk eingeschlossen werden.) Man kann die untere Lage durch Zusatz von Goudron biegsamer, die obere durch Zusatz von reingewaschenen Kies widerstandsfähiger gegen äussere Eindrücke machen.[1])

Allerdings wird auch bei dieser Art der Abdeckung, bei gleichzeitigem Anstrich der senkrechten Stirnmauerflächen mit Mineraltheer, über gelungene Ausführungen berichtet.[2]) Volle Sicherheit für das Gelingen ist aber hier so wenig wie bei dem Zementputz vorhanden.

Eher ist Sicherheit bei denjenigen Abdeckungsmethoden zu erwarten, welche dem bituminösen Stoff eine Einlage von zusammenhängendem, zähem Material (Papier, Pappe, Leinwand oder Filz) geben.

Der Asphaltfilz hat unter diesen Materialien bisher die meiste Verbreitung gefunden und scheint wegen seiner grossen Zähigkeit am wenigsten der Gefahr des Reissens bei Bewegungen im Bauwerk ausgesetzt zu sein.[3]) Er lässt sich auch an den senkrechten Flächen der Stirnmauern in die Höhe ziehen und erfüllt so eine Bedingung, die für den vollkommenen Schutz der Gewölbe unerlässlich ist. Denn die beste Gewölbeabdeckung nützt nichts, wenn das Wasser sich in die Stirnmauern ziehen und von da aus weiter verbreiten kann. Die zum Schutz der Stirnmauern anderweit angewendeten Mittel (Zementputz, Theeranstrich usw.) erweisen sich in der Regel als unzureichend.[4]) Dagegen ist durch Verwendung bituminösen Mörtels (Nebenerzeugniss der Paraffin-Bereitung) zum Aufmauern des hinteren Theils der Stirnmauern Wasserdichtigkeit erzielt worden: Viadukt der Berliner Stadtbahn zwischen der Artilleriestrasse und dem Kupfergraben.

Der Asphaltfilz oder die Asphaltplatten[5]) besteht aus Asphaltschichten in Verbindung mit einer langfaserigen Einlage, welche die Biegsamkeit sowie die Widerstandsfähigkeit gegen das Zerreissen ausserordentlich vermehrt. Sie werden in 81 cm Breite und 4,7 m Länge 9 bis 13 mm stark angefertigt und mit 8 bis 10 cm Ueberdeckung verlegt. Die Ränder werden mit heisser Asphaltmasse auf einandergeklebt, gebügelt und dann entweder nur die Ränder oder die ganze Abdeckung mit Asphaltmasse gestrichen und besandet.

Der gewölbte Viadukt der Berliner Stadt-Eisenbahn ist zum weitaus grösstem Theil mit Asphaltfilzplatten[6]) von Büsscher & Hoffmann abgedeckt.

Einige Preise, wie sie für fertige Abdeckungen (Material und Verlegen) in den Jahren 1878 und 79 bei der genannten Bahn theils gezahlt, theils angeboten wurden, sind folgende:

Asphaltleinwand[7]) 1 qm	2,00 M.
Holz-Zement (Papier mit bituminösen Zwischenlagen wie bei den bekannten Häusler'schen Dächern) 1 qm	2,50 „
Asphaltpappe (in doppelter Lage, mit Asphaltmasse aufeinander geklebt. Stärke der fertigen Abdeckung 2 cm) 1 qm	2,75 „
Asphaltfilz 1 qm	3,90 „
Doppelte Asphaltlage (je 1 cm stark) 1 qm	4,00 „

[1]) Mischungsverhältnisse für Asphaltabdeckungen s. Handb. d. Ing. Wissensch. II. S. 255.

[2]) Als Ersatz des natürlichen Asphalts wird neuerdings der „Dichtungsmörtel für Mauerwerk' von W. Meissner in Stargard in Pom. empfohlen, welcher mit Erfolg bei Futtermauern und Brücken der Stettiner Bahn angewendet sein soll. (Centr. Bl. d. Bauv. 1882. S. 331.)

[3]) Vgl. Mitthlg. im Litt. Bl. zu Glasers Ann, 1881 I, S. 5 aus dem Amtsblatt der K. Eisenbahn-Direktion Bromberg, 1880. S. 147.

[4]) Von einem Misserfolg einer Asphaltfilz-Abdeckung, welche indess nur dadurch hervorgerufen zu sein scheint, dass Steine unmittelbar auf dem Filz lagen, berichtet das Amtsblatt der K. Eisenbahndirektion Bromberg. 1881. I. S. 19. (Litt. Bl. zu Glasers Annalen 1881. I. S. 30).

[5]) Mittheilungen über die wasserdichten Baumaterialien der Fabriken von Büsscher & Hoffmann, Eberswalde usw.

[6]) Der Ausdruck „Platten" ist für das Fabrikat wenig bezeichnend. Er wird aber von der Fabrik angewendet. Allmählich dürfte sich der Name „Asphaltfilz" gerade für dieses Fabrikat allgemein einbürgern.

[7]) Mit solcher sind neuerdings die Fluthöffnungen der Brücke über die Norder-Elbe bei Hamburg abgedeckt. (Z. f. B. 1890.)

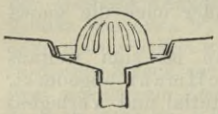
Ein Abdeckungsmaterial, welchem die Verwaltungen, die es angewendet haben, unbedingte Zuverlässigkeit nachrühmen, welches aber seiner grossen Kostspieligkeit wegen bisher wenig Verbreitung gefunden hat, sind Bleiplatten (oder Bleiblech). Sie sind unter andern bei folgenden Bauwerken der Rheinischen Bahn verwendet: Viadukt zu Ehrenbreitstein, Fluthöffnungen der Rheinbrücke bei Rheinhausen, grössere Chaussee-Unterführung unter Bahnhof Speldorf. Das Blei ist 2 mm stark (doppelt raffinirtes, gewalztes Weichblei, 25 kg/qm). Die Platten 2,2 m breit, 6,66 m lang. Die Stösse werden bei 2 cm Ueberdeckung ohne Anwendung von Löthmetall, Blei an Blei, vor dem Knallglasgebläse mit einander verbunden. Eine dünne Lehmschicht wurde über und unter dem Blei angebracht, um Eindrücke zu vermeiden. Preis der Abdeckung 10,50 bis 12,75 M./qm ohne die Verlegungskosten. In neuerer Zeit bekannt gewordene Erfahrungen, nach denen Blei durch die Alkalien der Mörtel, aus hydraulischem Kalk und Zement zerstört worden ist, mahnen zur Vorsicht bei solchen Abdeckungen.[1]) Jedenfalls muss durch Papier-Einlagen oder Luftkalk-Schichten die unmittelbare Berührung zwischen den genannten Mörteln und der Bleiabdeckung verhindert werden.

Früher wurde vielfach vorgeschrieben, auf die Gewölbeabdeckungen eine 0,15 m starke Thonschicht zu bringen, welche, als undurchlässig, das Gewölbe gegen Nässe schützen sollte. Man ist jedoch hiervon zurückgekommen, da der Thon nur dazu dient, die Feuchtigkeit auf der abgedeckten Fläche zurück zu halten. Der Asphaltmasse ist er sogar schädlich, indem er die öligen Stoffe heraus zieht.

Um die Asphalt-(Asphaltfilz-)Schicht gegen Beschädigung durch eckige Steine der Hinterfüllung zu schützen, empfiehlt sich das Aufbringen einer 0,1 m starken Schicht von reinem, besonders lehmfreiem, gesiebtem, feinkörnigem Kies von höchstens Erbsengrösse (Asphaltkies).

Besonders wichtig sind die Anschlüsse der Asphaltfilzlage an die Stirnmauern und etwaigen metallnen Entwässerungsrohre. An den Stirnmauern soll der Filz bis zu den Abdeckungsplatten hinaufgeführt werden. Sein oberer Rand muss hier umgebogen und 0,1 m in die Lagerfuge unter den Abdeckplatten gelegt werden. Die an den senkrechten oder steil geneigten Stirnmauern hinaufgezogenen Asphaltfilzplatten reissen bisweilen unter der Einwirkung der sich setzenden Hinterfüllungsmassen. Wenn solche Risse, nachdem das Setzen längere Zeit gedauert hat, ausgebessert werden, treten sie wohl nicht von neuem auf.

Fig. 171.



Ueber die Bewährung der Bekleidung von Stirnmauern durch die in der Deutsch. Bztg. 1882 S. 485 erwähnten patentirten, mit Asphalt imprägnirten Ziegel ist nichts bekannt geworden.

Der metallnen Entwässerungsröhre giebt die Berg. M.-Bahn oben einen grossen flachen Teller, der weit unter die Asphaltschicht hinab reicht, Fig. 171. Man hat auch vorgeschlagen, den umgebogenen Rand einer Asphaltfilzlage durch einen konischen Eisenring an den Entwässerungs-Trichter anzupressen.

Das verschiedene Verhalten der Metallröhren und des Mauerwerks bei Temperaturwechseln giebt zur Bildung von Fugen zwischen beiden und hierdurch zu Undichtigkeiten Veranlassung, welche Büsscher & Hoffmann dadurch vermeiden wollen, dass sie die Metallröhren nirgend mit dem Mauerwerk in Verbindung bringen, dieselben vielmehr überall, wo diese Verbindung stattfinden soll, mit Asphalt umgeben, welcher elastisch genug ist, um der Bewegung der Metallröhren zu folgen, ohne zu reissen. Mit Rücksicht hierauf wird man gut thun, das Einsetzen der Metallröhren dem Lieferanten des Asphaltfilzes, welcher auch das Verlegen desselben zu besorgen hat, mit zu übertragen.

Man hat auch versucht, Metallröhren ganz zu vermeiden, indem man Quader anwendete, die durchbohrt und so mit hinreichend weiten Durchflussöffnungen versehen wurden. Hierbei muss man sich aber zuvor sehr sorgfältig überzeugen, ob der zu verwendende Stein nicht Wasser durchlässt. Bei

[1]) D. Bztg. 1880. S. 256, 266, 298, 346, 419.

der Berliner Stadtbahn traten bedeutende Pfeilerdurchnässungen ein, deren Grund nach langem Suchen in den zur Ableitung des Wassers verwendeten Sandsteinrinnen gefunden wurde. Nach Ausfütterung der Letzteren durch wasserdicht an die Asphaltfilzabdeckung angeschlossene Zinkblech-Rinnen hörte die Durchnässung des Mauerwerks auf.

Ist nun eine wasserdichte Gewölbeabdeckung geschaffen, so hat die Entwässerungsanlage noch folgenden Bedingungen zu genügen, wenn nicht die Wasserdichtigkeit der Abdeckung doch mit der Zeit in Frage gestellt werden soll:

1. Der Abfluss des Sickerwassers von den Gewölben muss schnell erfolgen.
2. Die Abflüsse müssen vor Frost geschützt sein.
3. Die Entwässerungsanlage, insbesondere an denjenigen Stellen, wo Wasser durch Mauerwerk geleitet wird, muss leicht zugänglich sein.

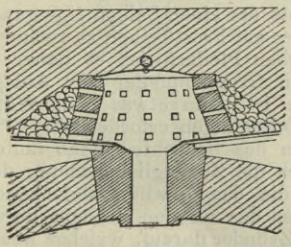
Die erste Bedingung wird durch Anwendung durchlässigen Ueberschüttungsmaterials erfüllt. Man sollte, wenigstens bei grösseren Brücken, nicht vor den Kosten zurück schrecken, den ganzen Raum über den Gewölben mit durchaus reinem, sehr grobem Kies oder mit Steinschlag auszufüllen.

Wenn das Wasser in den flachen auf den Gewölbeabdeckungen sich bildenden Rinnen oder Kehlen einen weiten Weg zurück zu legen hat, legt man wohl in diese Rinnen Drainröhren in Moos oder gusseiserne durchlöcherte Halbröhren, um den Wasserabfluss zu befördern.[1])

Wird das Wasser hinter die Endwiderlager oder durch die Zwischenpfeiler in den Baugrund geführt, so muss man ausserhalb des Brückenbauwerks noch für Vorfluth sorgen. Hinter den Endwiderlagern genügt es in der Regel, Sickerkanäle aus Trockenmauerwerk anzulegen, welche das nicht vorher versickernde Wasser aus der Dammböschung hinaus führen. Das durch die Zwischenpfeiler hinab geleitete Wasser muss man, wenn es nicht unmittelbar in den zu überbrückenden Fluss gelangt, in Senkbrunnen[2]) zum Versickern bringen oder durch eine Thonrohrleitung ableiten.

Ein vollständiger Schutz gegen Frost lässt sich bei den durch die Gewölbescheitel, Gewölbeschenkel und Stirnmauern gehenden Entwässerungen kaum erreichen, da die Mündungen der Abflussrohre oder Rinnen dem Frost ausgesetzt sind. Man hat die Rohre nach aussen etwas weiter werden zu lassen, damit die sich darin bildenden Eispfropfen beim Eintritt des Thauwetters hinausfallen. Wenn die Rohre leicht zugänglich sind, kann man die Eisbildungen durch Stossen mit eisernen Stangen oder durch Einführen von Wasserdampf beseitigen. Zu diesem Zweck muss man auf die Entwässerungshaube ein Rohr aufsetzen, welches bis zur Schienenhöhe (bezw. Pflasterhöhe) reicht und dort in geeigneter Weise abgedeckt ist. Die Entwässerungen durch die Stirnmauern sind meist, oder doch häufig durch die über den Pfeilern befindlichen Hohlräume geführt, durch welche man zu den gefährlichsten Stellen gelangen und dem Frost entgegen wirken kann.

Fig. 172.



Das Letztere ist aber in dem oft vorkommenden Fall sehr schwierig und unter dem Betriebe kaum möglich, wenn der die Entwässerungs-Hauben umgebende Kies gefriert. Der Wasserabfluss ist dann unterbrochen. Es bildet sich, indem die Kiesbettung von oben her aufthaut über der unteren noch gefrorenen Kiesschicht ein Teich, der die Gewölbeabdeckung auf eine harte Probe stellt. Ganz unerträglich kann der Zustand werden, wenn bald nach dem Eintritt des Thauwetters viel Regen fällt. Es bleibt dann in der Regel nichts übrig, als aufzugraben und die Eisschicht zu durchbrechen, so dass die Entwässerungshaube frei wird.

Die oben skizzirte Anordnung, Fig. 172, einer gemauerten Entwässerungshaube, die von oben, nach Entfernung einer geringen Menge von Bettungs-

[1]) Brahe-Br. b. Bromberg u. Weichselbr. b. Dirschau. Z f. B. 1865. S. 300 u. 305.
[2]) Fluthöffnungen der Brücke über die Norder-Elbe bei Hamburg (Z. f. B. 1890).

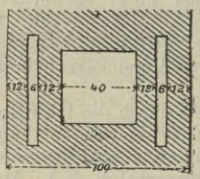
material als Einsteigeschacht zugänglich ist, gestattet durch Einführung von Dampf oder Eintreiben eines Meissels in die Sickerschlitze die gefrorne Kiesschicht zu durchbrechen.

Man würde auch das Tropfloch in dem in das Gewölbe eingesetzten Quaderstein bei Eintritt des Frostes mit einem Pfropfen aus Strohseilen schliessen, und so das Gefrieren der unteren Kiesschichten vielleicht verhindern können. Die skizzirte Anordnung, bei welcher, nebenbei bemerkt, abgesehen von dem Deckel des Schachtes, Metall vermieden ist, kann bei tiefer liegenden Durchführungen der Entwässernngen durch das Mauerwerk, also bei Durchführungen durch die Gewölbeschenkel, Stirnen und Zwischenpfeiler noch mehr von Nutzen sein, da dort das Aufgraben des Ueberschüttungs-Materials bis auf die Abdeckung besonders schwierig und kostspielig ist.

Die Bedingungen der Frostfreiheit und Zugänglichkeit (welche wir im Vorhergehenden schon immer gleichzeitig behandelt haben) sind bei den Entwässerungen durch die Zwischenpfeiler von der allergrössten Bedeutung. Sind sie hier nicht erfüllt, so stellen sich noch grössere Uebelstände als bei den anderen Entwässerungsarten ein. Andererseits bietet aber gerade diese Entwässerungsart die Möglichkeit, den genannten Bedingungen am vollkommensten zu genügen.

Das Zusammenfrieren des um die Entwässerungshauben oder Sickerschlitze gelagerten Ueberschüttungsmaterials tritt hier weniger leicht ein als bei den meisten anderen Entwässerungsarten, da hier die Hauben oder Schlitze verhältnissmässig am tiefsten liegen. Der durch den Pfeiler gehende Kanal ist frostfrei, wenn das beiderseits neben ihm verbleibende Mauerwerk stark genug ist, um den Frost abzuhalten. Durch ruhende Luftschichten kann man die Wirksamkeit des Mauerwerks unterstützen. Nimmt man den Schacht 0,4 m weit an, so kann man bei 1 m starken Pfeilern, Fig. 173, beiderseits je 2 halbe Ziegelstärken und dazwischen je eine 6 cm breite Luftschicht anbringen. Es möchte dies aber bei freier Lage des Bauwerks kaum volle Sicherheit bieten. Bei 1,25 m Pfeilerstärke, wo jederseits statt der einen halben eine ganze Steinstärke genommen werden kann, ist schon eher auf Frostfreiheit zu rechnen. Bei langen Brücken oder Viadukten mit schwachen Pfeilern ist es daher in dieser Beziehung vortheilhaft, nur die stärkeren Gruppenpfeiler zur Anlage der Entwässerungschächte zu benutzen. Freilich ist dann etwas mehr Höhe über den Gewölben für das Längengefälle der Abdeckungen erforderlich.

Fig. 173.



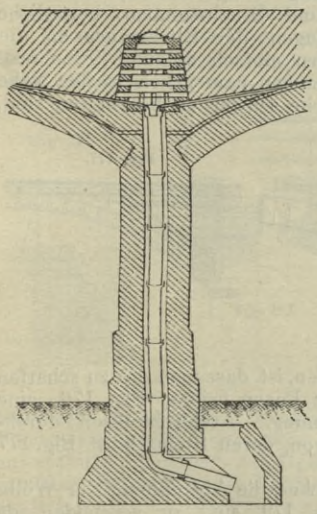
Will man nun das Wasser an den Wänden des Schachtes hinab laufen lassen, so ist die weitere Lösung, namentlich auch die Zugänglichmachung des Schachtes von oben leicht. Man führt einfach die das Gewölbe abdeckende Flachschicht nebst Asphaltfilzlage von allen Seiten bis an den Schacht heran und mauert einen mit Sickerschlitzen versehenen Zylinder darauf, welcher oben, wenn er frei liegt, zur Abhaltung des Frostes doppelt abgedeckt wird. Die Isolirung der Gewölbeabdeckung gegen den aufgesetzten Mauerwerk-Zylinder (der selbstredend nicht wasserdicht zu sein braucht) ergiebt sich so auf die einfachste Weise. Die Abdeckung des Zylinders bei Eisenbahnbrücken in der Oberfläche der Kiesbettung sichtbar werden zu lassen, ist nicht rathsam, da die Abhaltung des Frostes von dem Innern des Schachtes dann schwierig ist und da leicht Unberufene den (oder die) Deckel öffnen und Kies und andere Unreinlichkeiten (z. B. bei Maurerarbeiten (Reparaturen), die auf der Brücke auszuführen sind, Mörtel) in den Schacht werfen, wodurch der Wasserabfluss am Fuss des Schachtes vollständig verhindert werden kann. Legt man dagegen den obersten Deckel des Einsteige-Zylinders etwa 0,5 m unter Schienenunterkante, so ist solcher Unfug nicht zu befürchten; die über dem Deckel liegende Kiesschicht gewährt Schutz gegen Frost, das Aufgraben des Deckels macht aber noch nicht erhebliche Schwierigkeiten. Bei Strassenbrücken wird man nicht umhin können, die Deckel der Einsteigeschächte in die Oberfläche der Fahrbahn zu legen, wo sie ähnlich den Deckeln bei den städtischen Entwässerungskanälen gestaltet werden können. Gegen das Eindringen von Schmutz

und Frost in die Entwässerungsschächte ist dann etwa durch Einhängen eines Eimers oder Trichters unter den Deckeln Vorsorge zu treffen, gegen Frost etwa durch Ausfüllen des Raumes zwischen dem in der Fahrbahn sichtbaren und einem etwas unterhalb im Schacht anzubringenden zweiten Deckel durch Stroh bei Eintritt des Frostwetters.

Das Hinablaufen des Wassers an den Schachtwänden kann zu Durchfeuchtungen des Mauerwerks Veranlassung geben, selbst wenn der Schacht im Innern mit Zementputz versehen ist. Es sind deshalb bei der Berliner Stadteisenbahn vielfach unter die beiderseits in den Schacht mündenden eisernen Rohre oder Steinrinnen, welche nur wenig vor die Mauerflucht vortreten, Blechtrichter gehängt, welche das Wasser nach der Mitte des Schachtes leiten und hier frei hinabfallen lassen.

Auf Grund der bei den älteren Theilen des Stadtbahn-Viadukts gesammelten Erfahrungen ist die Entwässerung bei dem späteren Anbau des Viadukts für die Haltestelle Thiergarten nach Fig. 174 ausgeführt. In einem 0,4 m im Quadrat weiten Schacht ist ein 0,3 m lichtweites Thonrohr durch ausgekragte Untermauerung der Muffen frei aufgehängt, so dass es rings von einer gegen Frost schützenden Luftschicht umgeben ist. Der Schacht ist mit einer durchlochten Granitplatte abgedeckt, durch deren Oeffnung die Asphaltfilzlage trichterförmig mit etwa 0,2 m weiter Oeffnung in das Thonrohr hinabhängt. Um den Asphaltfilz-Trichter zu stützen ist darunter ein Zinkblech-Trichter in das Loch der Granitplatte gehängt. Ueber dem Tropfloch ist ein durchlochter Einsteigeschacht mit quadratischem Grundriss aufgemauert, dessen schmiedeiserne, gebuckelte Abdeckplatte etwa 0,5 m unter Schienenunterkante liegt. Das Wasser gelangt aus dem Thonrohr in einen unten offenen Sickerschacht. Mit den in die Pfeiler eingesetzten Thonröhren waren bei den ersten Theilen des Stadtbahn-Viadukts üble Erfahrungen gemacht, indem sie im Winter vollfroren. Dieselben hatten indess nur 0,15 m Lichtweite. Bei der doppelt so grossen Weite der neuerdings verwendeten Rohre ist der frühere Uebelstand nicht wieder eingetreten. Die Rohre wurden aber wieder gewählt um das Nasswerden der Schachtwände, sei es durch zufällig von der senkrechten Richtung abgelenkte Tropfen, sei es durch Spritzwasser oder niedergeschlagene Feuchtigkeit, zu verhindern.

Fig. 174.



Die Ueberschüttung ist durchweg mit ganz grobem und reinem Kies von durchschnittlich Hühnerei-Grösse und in der obersten 0,3 m starken Schicht mit Steinschlag erfolgt. —

Die technische Kommission des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen kommt nach Sichtung der Referate der Vereinsbahnen über die Frage: „Welche Art der Wasserabführung zur Trockenhaltung der Gewölbe und welcher Ueberzug der letzteren ist als besonders zweckmässig zu empfehlen, insbesondere bei gewölbten Brücken mit mehren Oeffnungen?“ zu der Schlussfolgerung:

1. „Die Wasserabführung von den Gewölben der Brücken mit mehren Oeffnungen geschieht bei der Mehrzahl der Bahnen, welche die Frage beantwortet haben, aus der muldenförmigen Uebermauerung über den Mittelpfeilern mittelst Röhren durch das Gewölbe in der Nähe der Kämpfer; andere, namentlich österreich-ungarische Bahnen führen das Wasser aus diesen Mulden durch die Stirnmauern und einzelne Bahnen bei Viadukten in bewohnten Orten durch die Mittelpfeiler ab.

Eine Minderheit von Bahnen zieht es vor, die Gewölbe mit Hohlräumen (Spandrill-Räumen) zu überbauen und das Wasser entweder durch die Scheitel der Gewölbe oder nach den Widerlagern hin abzuführen.

Besondere Vortheile oder Nachtheile dieser verschiedenen Bauweisen sind aus den Beantwortungen der Frage nicht zu entnehmen.

2. Als Mittel zur Trockenhaltung der Gewölbe wurde in früherer Zeit und wird bei einer Anzahl Bahnen noch jetzt vorzugsweise ein Ueberzug von Zement anf einer Betonschicht oder auf einer doppelten Lage Ziegel in Zementmörtel angewendet. Von einer Anzahl Bahnen, welche mit dieser Art der Abdeckung gute Erfahrungen gemacht haben, wird empfohlen, diesen Ueberzug noch mit einer Lage von gestampftem Lehm zu bedecken.

Die grosse Mehrzahl der Bahnen hat mit dieser Abdeckungsart ungünstige Erfahrungen gemacht und ist zu einer Abdeckung mit Asphaltplatten oder Asphaltfilz-Platten übergegangen, welche bei sorgfältiger Ausführung sich zu bewähren scheinen."[1])

VIII. Fertigstellungsarbeiten.

In Betreff der Aufmauerung der Stirnen über den Gewölben, welche vor der Ausführung der wasserdichten Abdeckung erfolgen muss, haben wir einige auf den Steinschnitt bei Quader- und Bruchsteinbau bezügliche Bemerkungen nachzuholen. Wenn die Lagerfugen der Stirnmauer an die bogenförmige obere Begrenzung der Gewölbestirn einfach anlaufen, was man in der Ausführung freilich sehr oft findet, entstehen namentlich in der Nähe des Scheitels sehr spitze Steine, Fig. 175, welche schwer zu bearbeiten sind, und beim Versetzen leicht brechen.

Fig. 175.

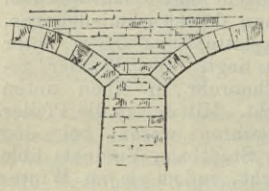


Fig. 176.

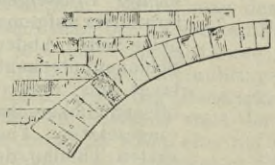
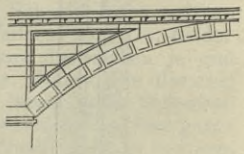


Fig. 177.



Die einfachste Art, dem Uebelstande abzuhelfen, ist, dass man die zu scharfen Spitzen der Uebermauerungssteine durch radiale Fugen bricht, Fig. 176, eine bei Bruchsteinbauwerken sehr häufige Anordnung. Architektonisch durchgebildet ist sie z. B. bei der Tilsit-Brücke in Lyon, deren Steinschnitt Fig. 177 skizzenhaft wiedergiebt.

In der Regel wendet man bei Haustein-Brücken die Abtreppung der Wölbsteine an, Fig. 178. Sogen. Hakensteine, Fig. 179, sind zu vermeiden, da die „Haken" leicht abbrechen. Um bei der Abtreppung einen zweckmässigen und gefälligen Verband zu erreichen, kann man Abweichungen in den Schichtenstärken vornehmen (London-Br., siehe Becker u. Sammlung v. Zeichn. v. Studierenden d. Bauak. z. Berlin). Bisweilen arbeitet man an die abgetreppten Wölbsteine ein vortretendes Archivolten-Gesims an (Nydeck-Br. in Bern, Handbuch d. Ing. Wissensch. II. 1. Taf. XXIII).

Fig. 178.

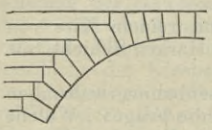
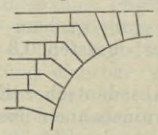


Fig. 179.



Die Abdeckung der Stirnmauern erfolgt bei kleinen und unbedeutenden Brücken vielfach durch Rollschichten aus hartgebrannten Ziegeln (Klinkern) oder festen, wetterbeständigen Bruchsteinen, bei grösseren oder einigermassen bedeutenden Brücken durch Steinplatten aus Granit, Sandstein, Kalkstein, Basaltlava. Auf die Wetterbeständigkeit dieser Platten ist besonders Gewicht zu legen. Die Gesimse der Brücken, deren Hauptbestandtheil diese Platten

[1]) Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbw. Suppl. Bd. 9. 1884. S. 87.

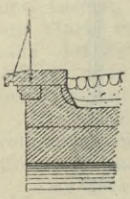
bilden, sind, wo nicht wegen städtischer Umgebung architektonische Ausstattung erforderlich ist, einfach und je nach der Grösse (Höhe) des Bauwerks mehr oder weniger kräftig zu halten.

Die Brüstungen gewölbter Brücken werden am naturgemässesten und besten aus natürlichem Stein oder Ziegeln hergestellt. Ihre Höhe ist (nach Becker) 0,75 — 1,2 m, sollte jedoch bei grösseren Brücken nie unter 1 m, in der Regel aber 1,2 bis 1,25 m betragen. Ihre Stärke beträgt 0,25 bis 0,6 m. Die Aussenfläche wird mit der Brückenstirn bündig angeordnet oder durch starke Auskragung des Gesimses (Konsolen) nach aussen vorgerückt.

Ist nun auch eine steinerne Brüstung der sicherste und in ästhetischer Hinsicht am meisten befriedigende Abschluss einer gewölbten Brücke, so ist dieselbe doch auch sehr kostspielig. Denn abgesehen von den Kosten der Brüstungsmauern selbst, wird ein Streifen der Brücke von mindestens (2 . 0,25 =) 0,5 m durch sie eingenommen und für Verkehrszwecke unnutzbar, was namentlich bei hohen Brücken (Viadukten) einen sehr erheblichen Kostenbetrag darstellt, wenn man nicht stark auskragende Konsolen-Gesimse herstellt, welche indess auch nicht billig sind und die Widerstandskraft der Brüstungsmauern gegen etwaige, vom Verkehr herrührende Stösse verringern. Man ist deshalb in neuerer Zeit immer mehr dazu übergegangen, steinerne Brücken mit eisernen Geländern zu versehen.

In sehr einfacher Weise ist dies z. B. bei den Strassen-Ueberführungen der Mosel- und Fischbachbahn geschehen, Fig. 180, wo die lichte Breite zwischen den Geländern nur um 0,1 m kleiner ist als die Stirnbreite des Bauwerks.

Fig. 180.



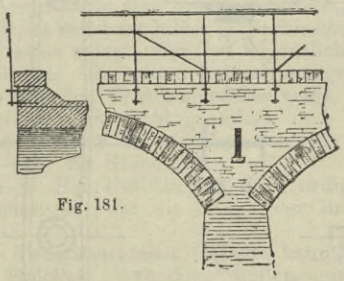


Fig. 181.

Noch sparsamer ist man bei dem Pündericher Viadukt der Moselbahn zu Werke gegangen, Fig. 181,[1]) wo man das Geländer ausserhalb der Stirnen befestigt hat. Der eingleisige Viadukt konnte auf diese Weise in einer Stirnbreite von nur 4 m ausgeführt werden.

Bei den horizontalen Stäben solcher Geländer ist auf die Wärmeausdehnung Rücksicht zu nehmen. Besonders nothwendig ist dies bei Anwendung langer Flacheisen, welche sich sonst verbiegen. Am besten vermeidet man lange, unversteifte Flacheisen bei Geländern ganz. Ein festes einfaches Geländer für gewölbte Brücken bezw. Viadukte ist das in Fig. 182 dargestellte der Berliner Stadteisenbahn.[2]) Dasselbe besteht aus gusseisernen Pfosten und 3 wagrechten Gasrohren, welche in der Mitte jedes Feldes durch eine Schleife von kleinen ⊔Eisen noch ein mal verbunden sind. Alle Theile des Geländers sind verzinkt. Dasselbe kostete (1881), wenn man die normale (Maximal-)Theilung von 2,2 m zu Grunde legt, und die unnormalen Endabschlüsse usw. ausser Acht lässt, einschliesslich Verzinkung und Aufstellen (Bohren der Löcher in den Steinplatten usw.), jedoch ausschliesslich der Lieferung des Zements zum Vergiessen der Steinschrauben, 1 m 5,60 M. Unter Berücksichtigung der Unregelmässigkeiten und Nebenarbeiten kostete es durchschnittlich 7,75 M.[3])

Auf den mit lisenenartigen Vorlagen versehenen Gruppenpfeilern der Stadtbahn sind theils kleine Pfeiler aufgemauert, welche das eben beschriebene Geländer in einzelne Abschnitte zerlegen; theils ist das Geländer um die durch die Pfeilervorlagen bedingten Ausladungen der Abdeckplatten herumgekröpft. Auf letztere Art werden Plätze zum Austreten für die Bahnwärter geschaffen. Bei dem vorhin erwähnten Pündericher Viadukt der Moselbahn sind solche Plätze durch schmiedeiserne Konsolen mit Bohlenbelag hergestellt.

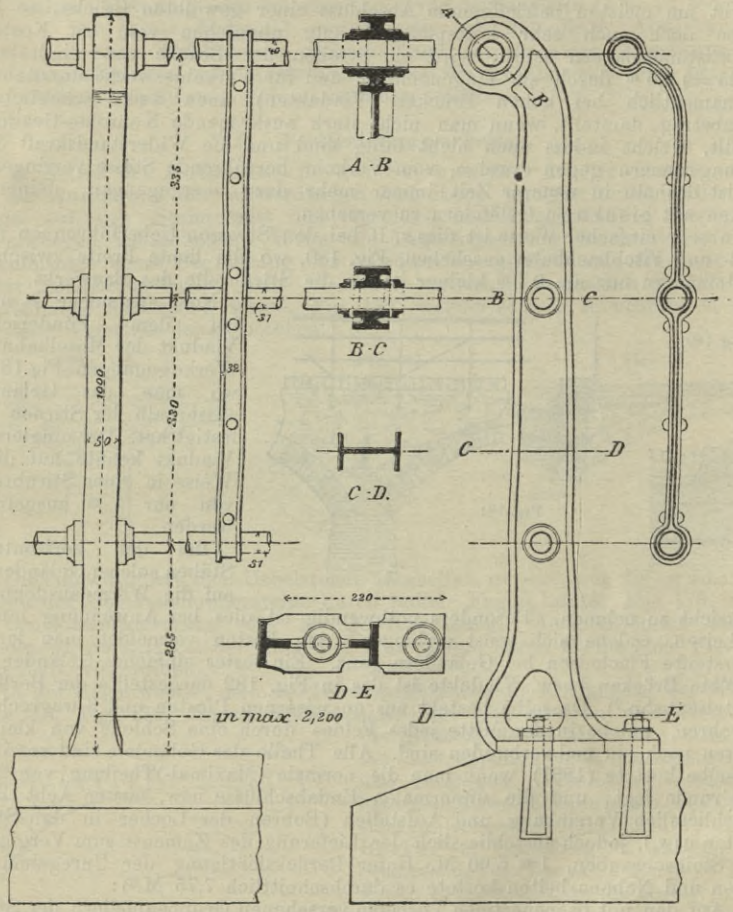
---

[1]) Z. f. B. 1884 Bl. 44.
[2]) Z. f. B. 1884 Bl. 1.
[3]) Z. f. B 1884 Sp. 23.

Man fängt übrigens in neuerer Zeit an, auch auf monumentalen städtischen, gewölbten Brücken, welche nicht den Stempel der Sparsamkeit an sich tragen, sondern eine reiche architektonische Ausbildung zeigen, eiserne Geländer anzuwenden. Ein Beispiel ist die neue Albert-Brücke in Dresden (Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. Taf XXII).

Die Geländer der Strassenbrücken müssen dichter sein als die der Eisenbahnbrücken, da sie Sicherheit gegen das Hindurchfallen von Kindern gewähren müssen. Von Eisenbahnbrücken-Geländern wird bisweilen Dichtigkeit verlangt,

Fig. 182.



um die auf einer unter der Brücke hindurchführenden Strasse verkehrenden Pferde vor dem Scheuwerden beim Hinüberfahren der Züge zu schützen. Es genügen hierzu indess einigermassen engmaschige gusseiserne Geländer, wie sie beispielsweise bei der Kanalbrücke der Anhaltischen Eisenbahn in Berlin und den Strassenunterführungen der Berliner Stadteisenbahn angewendet sind.

Ueber architektonische Ausbildung der Brüstungsmauern und Geländer findet man Ausführliches in Baumeister, Architektonische Formenlehre für Ingenieure, Stuttgart 1866 und in dem von denselben Autor bearbeiteten Kap. VI des Handb. d. Ing. Wiss. II. 1.

Als Hauptgesichtspunkte heben wir folgende hervor:

Das Brückengeländer ist eine Abschlusswand, die nichts zu tragen, sondern nur Schutz gegen das Herabfallen von der Brücke zu gewähren hat.

Dem entsprechend erhält eine gemauerte Brüstung, wenn sie nicht ganz glatt gehalten wird, eine leichte Deckplatte und eine Basis. Der mittlere Theil der Wand kann mit Flächenornamenten geschmückt werden, welche symmetrisch zur wagrechten Mittellinie sind. Sie werden bei Hausteinmauern durch reliefartig bearbeitete oder durchbrochene Füllungstafeln, bei Backsteinmauern durch farbige Ziegel oder Durchbrechungen, bei reicherer Ausbildung auch durch Terrakotta-Füllungen hergestellt. Oder es findet eine Auflösung der Wand in einzelne durch Schlitze getrennte Mauerpfeiler statt, welche die Deckplatten oder die aus Ziegel-Flach- und Rollschichten gebildete Abdeckung tragen. Es kommt auch zinnenartige Ausbildung der Brüstungsmauern vor, welche jedoch nur bei Brücken, die eine nahe Beziehung zur Landesvertheidigung haben, berechtigt ist.

In dieser Weise kann die Brüstung sich ununterbrochen über die ganze Brücke erstrecken, indem sie nur an den Enden durch über den Widerlagern stehende Mauerpfeiler abgeschlossen wird. In der Regel wird sie jedoch noch durch andere, etwas stärkere und bisweilen auch höhere Mauerpfeiler getheilt. Als Theilungspunkte ergeben sich zunächst die Achsen der Brückenpfeiler. Wenn die Brüstungspfeiler bei geringer Mehrstärke gegen die Brüstung noch auf dem Brücken-Hauptgesims Platz finden, deuten sie ihren Zusammenhang mit den Brückenpfeilern nur für das Auge an. Wenn sie behufs kräftigerer Ausbildung der Architektur eine grössere Stärke erhalten, bringt man sie mit dem unteren Theil des Brückenpfeilers in Verbindung, indem man, bei Viadukten, demselben eine Lisene anlegt oder bei eigentlichen Brücken auf den Vorkopf eine Lisene, Halbsäule oder einen halbachteckigen Pfeiler aufbaut, der dann den stark vorspringenden Brüstungspfeiler trägt. Man kann Letzteren dann nach der Brückenbahn hin hohl gestalten und ihn zu einem Sitzplatz ausbilden; oder man benutzt ihn als Untersatz für Kandelaber zur Beleuchtung der Brückenbahn oder für Standbilder.

Zwischen diesen Hauptbrüstungspfeilern ordnet man bei grossen Brücken wohl noch schwächere an, um die Länge der Brüstung über einer Brückenöffnung zu theilen.

Das über die Brüstungspfeiler Gesagte kann unverändert auf eiserne Geländer gewölbter Brücken Anwendung finden und mit Ausschluss des letzten Absatzes auch auf die Geländer eiserner Brücken. Man führt aber häufig die Aufmauerung der Vorköpfe oder die Lisene nur bis zum Hauptgesims und umgiebt den so gewonnenen vorspringenden Platz mit dem eisernen Geländer. Für die Ausnutzung der Brückenbahn für den Verkehr ist dies am günstigten.

In der architektonischen Ausbildung kommen die gusseisernen Geländer den hausteinernen Brüstungen am nächsten. Sie zeigen eine Reihe von ornamentirten, meist durchbrochenen Füllungstafeln, entweder unmittelbar neben einander oder durch gusseiserne Zwischenpfeiler getrennt (besonders reich z. B. an der Schlossbrücke in Berlin).

Auch Geländer in Gusseisen aus senkrechten, oben durch Bögen und Handleiste, unten durch einen Sockel verbundenen Stäben findet man. Können bei diesem Material die Durchbrechungen gegen die festen Theile schon mehr überwiegen als bei Haustein oder Ziegeln, so ist dies in erhöhtem Maasse bei Schmiedeisen der Fall. Dies eignet sich besonders zu Stabgeländern und zur Herstellung gitterartiger Füllungen zwischen gusseisernen oder schmiedeisernen Pfosten. Reich ornamentirte schmiedeiserne Geländer sind in neuerer Zeit z. B. an Berliner Strassenbrücken ausgeführt.[1])

Was die Behandlung der Fugen an den sichtbar bleibenden Flächen der Pfeiler und Gewölbe betrifft, so dürfte das Verstreichen mit passenden Fugeisen nach dem Ansetzen der Steine vor dem völligen Erhärten des Mörtels in praktischer Hinsicht das beste Verfahren sein. Es ist hierbei wohl am ersten zu erwarten, dass der Mörtel in den Fugen ein fest zusammen hängendes Ganzes

---

[1]) Vergl. u. a. D. Bauzeitg. 1886.

bilden werde. Wenn man die Fugen nach der Vollendung des Bauwerks auskratzt und dann mit einem besonderen Mörtel verstreicht, so tritt häufig ein Loslösen des äusseren Fugenmörtels in langen Spähnen, die dann herausfallen, ein. Die Festigkeit des Fugenmörtels nützt hier nichts. Sie mag sogar schädlich sein, wenn z. B. das Mauerwerk mit Luftmörtel hergestellt ist, und der sehr feste Fugenmörtel den zum Erhärten des im Innern befindlichen Mörtels nothwendigen Zutritt der Luft abschliesst. Es können ausserdem durch reinen Zementmörtel kleine Abplatzungen der Kanten der Steine verursacht werden. Mit reinem, nur mit den Farbstoffen versetzten Zementmörtel zu fugen, ist überflüssig. Wenn man nicht hydraulischen Kalkmörtel für ausreichend hält, so nehme man zu diesem einen schwachen Zementzusatz etwa $^1/_7$ bis $^1/_{10}$ des Kalkvolumens.

Sehr wichtig ist ein mindestens 3 cm tiefes Auskratzen der Fugen vor dem Verstreichen. Es muss hierauf um so nachdrücklicher hingewiesen werden, als dies einer der Punkte ist, der von den Maurern gern vernachlässigt wird und dessen Durchführung sich nur durch eine energische Bauaufsicht erzwingen lässt.

Hinsichtlich der Ueberschüttung der gewölbten Brücken haben wir bereits in dem Abschnitt über die Abdeckung der Gewölbe auf die Wichtigkeit eines durchlässigen Ueberschüttungsmaterials hingewiesen. Bei hoch überschütteten Brücken wird sich dies nun der Kosten wegen nicht in der ganzen Höhe durchführen lassen. Man muss sich darauf beschränken, um das Bauwerk eine möglichst hohe durchlässige Schicht herzustellen, damit das bis dahin etwa durchsickernde Wasser schnell abziehen kann. Für die weitere Ueberschüttung hat man dann nur die Vorschrift zu beachten, dass sie in dünnen Lagen (0,3 bis 0,5 m stark) aufgebracht werden soll, die am besten noch durch Stampfen befestigt werden. Dies gilt auch für das Hinterfüllen der Widerlager. Zur Durchführung dieser Vorschrift ist strenge Bauaufsicht nothwendig.

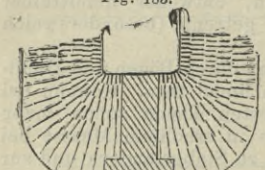
Ueber die Herstellung der Fahrbahn haben wir dem in der Einleitung usw. Gesagten wenig hinzu zu fügen. Auf Strassenbrücken wird man die Fusswege und den Fahrweg so wasserundurchlässig herstellen, wie die vorhandenen Geldmittel es nur gestatten.

Belegt man die Fusswege mit Granitplatten, was für den Wasserabfluss sehr günstig ist, so hat man noch bequeme Gelegenheit, unter diesen Platten Wasser-, Gasröhren, Telegraphenkabel und dergl. unterzubringen und leicht zugänglich zu machen.

Die geringere Belastung der Fusswege gestattet bisweilen, das Gewölbe hier schwächer zu machen als unter dem Fahrdamm, was bei beschränkter Konstruktionshöhe der Beschaffung der Hohlräume für die vorerwähnten Zwecke zugute kommt.

Bei der Herstellung der Fahrbahnen auf Eisenbahnbrücken sind noch die Bestrebungen zu erwähnen, welche Kostenersparniss durch ausserordentliche Einschränkung der Breite des Unterbaues bezwecken, Fig. 183. Sie beruhen darauf, dass das Gleis auf einen zusammenhängenden, meist hölzernen Rost verlegt wird, welcher unmittelbar auf dem Mauerwerk befestigt wird. Bei Brücken mit eisernem Ueberbau erbaut man in dieser Weise die Widerlager als ⊥förmige massive Mauerkörper, wodurch man der bei den ⊔förmigen Widerlagern zu nehmenden Rücksicht auf den Erddruck überhoben ist. Solche Bauwerke sollen in Amerika schon seit 1848 im Gebrauch sein.[1]) Die gebräuchlichste Dicke des Mittelflügels (für ein Gleise) ist 2,45 m. Der darauf liegende Rost von Lang- und Querschwellen reicht noch etwas auf den Damm.

Fig. 183.



Bei der in den Jahren 1864/65 ausgeführten Herrichtung des eingleisigen Wupper-Viadukts der Bergisch-Märkischen Bahn bei Sonnborn, unweit Elberfeld (6 Oeffnungen, 14,13 m weit, 20,65 m hoch) für 2 Gleise wurde, unter Beibehaltung der vorhandenen Breite des Unterbaues von 5,34 m, ein eiserner Rost aus Quer-

[1]) Mittheilung v. Rinecker, Z. f. Bauk. 1879. S. 623.

und Langschwellen auf dem Mauerwerk befestigt, welcher die hölzernen Querschwellen der Gleise aufnahm.

Im Jahre 1875 schlug Köstlin[1]) ähnliche Bauwerks-Typen für ökonomische Eisenbahnen vor. Seine Widerlager eiserner Bauwerke gleichen den oben beschriebenen amerikanischen. Gewölbte Bauwerke sollen aber ebenfalls in nur 2,5 m Breite hergestellt werden. Das Mauerwerk trägt, etwas über seine Oberfläche hervor ragend, Auflagersteine, auf welche mittelst Steinschrauben hölzerne Langschwellen befestigt werden. Letztere nehmen die beiderseits über das Mauerwerk vorragenden hölzernen Querschwellen auf.

Eine zur Begutachtung dieses Vorschlags eingesetzte Kommission des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins sprach sich gegen die Anwendung solcher Bauwerke auf Bahnen zweiten Ranges, die mit 40 km grösster Geschwindigkeit befahren werden, aus, und wollte sie nur auf Bahnen dritten Ranges, die mit 12 km befahren werden, zulassen.

Seitdem sind sie indessen (d. h. nur Widerlager eiserner Brücken) auf der schweizerischen Nationalbahn zur Ausführung gekommen, welche mit 56 km Nettogeschwindigkeit befahren wird. Uebelstände haben sich dort, so weit bekannt, bisher nicht heraus gestellt.[2]) Die gegenüber Bauwerken gewöhnlicher Anordnung erzielte Ersparniss soll auf der schweizerischen Bahn 34 % betragen.

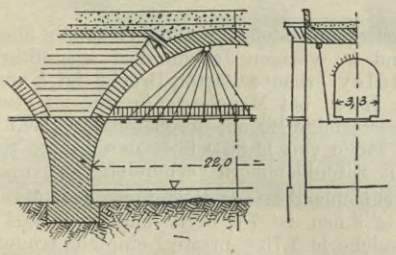
In derselben Weise, 2 m breit, wurde das Widerlager der sehr schiefen (34° 44' Schnittwinkel) eisernen Brücke über den Triestingbach in einem Fabrikanschluss-Gleis für Pferdebetrieb bei der Station Triestinghof der niederösterreichischen Südwestbahnen hergestellt.[3])

IX. Besondere Arten gewölbter Brücken usw.

a. Mehrstöckige Brücken

in dem Sinne, dass sie verschiedene Verkehrswege über einander liegend in derselben Richtung fortführen, wie sie in Eisenkonstruktion nicht selten sind, kommen im Massivbau kaum vor. Sie würden sich unter Anwendung von Kreuzgewölben ausführen lassen. Wir verweisen dieserhalb auf die S. 284 angeführten Beispiele. Für die zweistöckig in Eisen ausgeführte Mosel-Brücke bei Bullay[4]) wurde eine Entwurfsskizze in Massivbau (mit Kreuzgewölben aufgestellt. Von der Durchführung dieses Gedankens musste aber der zu hohen Kosten wegen, Abstand genommen werden.

Fig. 184.



Eine Brücke bei welcher wenigstens das obere Stockwerk massiv ist und der Raum für den im unteren Stockwerk liegenden 3,3 m breiten Weg mittelst stichkappenartiger Durchbrechungen der Gewölbe geschaffen wurde, ist die von Guignicourt in der Bahn von Laon nach Rheims mit 3, je 22 m weiten Oeffnungen, Fig. 184.[5]) Die Wegefahrbahn ist hier mit Hülfe eiserner Hängestangen an das Gewölbe gehängt.

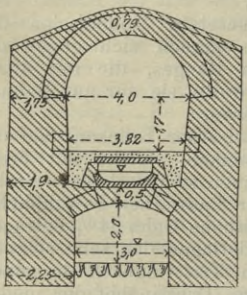
Häufiger kommen mehrstöckige Brücken vor, bei denen die beiden in den verschiedenen Stockwerken übergeführten Wege (bezw. Wasserläufe und Weg) neben einander liegen. Als hervor ragendes Beispiel ist hier die Brücke von Point du jour in der Pariser Gürtelbahn[6]) zu nennen, welche in der Mitte der tief liegenden Strassenfahrbahn den gewölbten Eisenbahn-Viadukt trägt, so dass zu jeder Seite des Letzteren eine Strasse über die Seine geführt wird. Diese Brücke nähert sich insofern dem zweistöckigen im eigentlichen Sinne des

[1]) Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch.-Vereins, 1875. S. 249. 253. 271.
[2]) Mittheilung von Grenlich, Z. f. Bauk. 1879. S. 39.
[3]) A. B. Z. 1882. S. 14.
[4]) Z. f. B. 1884. Bl. 34 bis 39.
[5]) Morandière.
[6]) Ann. des p. et ch.

Worts, als bei ihr wenigstens Fusswege durch Durchbrechungen der Eisenbahn-Viaduktpfeiler geleitet sind.

Bei vielen Brücken oder Viadukten dient die höher liegende Bahn einem Wasserlauf. So bei dem der Römerzeit entstammenden Pont du Gard bei Nimes und dem etwa um's Jahr 600 n. Chr. von einem in Ravenna wohnenden Longobarden-Herzog erbauten Aquädukt von Spoleto. Das unter letzterem Namen bekannte Bauwerk sollte man Viadukt nennen. Denn der grösste Theil der 5,07 m betragenden Gesammtbreite wird von dem Wege eingenommen, während nur 1,34 m der Wasserleitung dienen. Er ist mit seiner Länge von 209,6 m und grössten Höhe von 76,8 m immerhin eine bedeutende und kühne Brücke, zumal er trotz seiner geringen Breite und grossen Höhe mit senkrechten Stirnen (ohne Anlauf) nur mit einem Sockelvorsprung ausgeführt ist. Freilich hat sich die nach dem Vorgange von Gauthey seit 1809 vielfach nachgedruckte Abbildung[1]) nach welcher der Viadukt geradezu als ein Wunder von Kühnheit erschien, durch Welkners Aufnahme[2]) als eine Fabel erwiesen. Da die spitzbogig überwölbten Oeffnungen schmaler sind als die Pfeiler, macht der Viadukt den Eindruck einer durchbrochenen Mauer.

Fig. 185.



Mehrstöckige Unterführungen sind nicht selten. Ein interessantes Beispiel ist eine Unterführung von Bach, Mühlgraben und Weg unter der Lemberg-Czernowitzer Eisenbahn, Fig. 185.[3])

b. Aquädukte und Kanal-Brücken.

Mit dem Namen Aquädukt pflegt man gemeinhin Bauwerke zu bezeichnen, welche nicht schiffbare Wasserläufe über Thäler, Flüsse, Eisenbahnen oder Wege führen. Sie können zur Wasserversorgung von Städten oder Ortschaften, zur Bewässerung von Ländereien oder zur Zuleitung von Betriebswasser für Mühlen oder andere industrielle Anlagen dienen. Sie sollen hier nur so weit heran gezogen werden, wie es sich um bauliche gleichzeitig auf Kanal-Brücken anwendbare Einzelheiten handelt.

Unter Kanal-Brücken[4]) verstehen wir Brücken, welche Schiffahrtskanäle überführen. Sie sind wohl zuerst in England im vorigen Jahrhundert ausgeführt. Die älteste ist die 1760/61 durch Brindley erbaute Barton-Brücke im Kanal des Herzogs von Bridgewater über den Irwell bei Manchester.[5]) Sie ist etwa 183 m lang, 11 m breit und hat 3 halbkreisförmige Bögen, deren mittlerer 19,2 m weit ist. Sie führt den Kanal in einer Höhe von 11,88 m über den Fluss. Sie ist ganz aus Quadern erbaut, welche mit Eisenklammern verbunden wurden.

Die ältesten Kanal-Brücken in Deutschland sind diejenigen des Main-Donau-(Ludwigs)Kanals. Der Kanal auf ihnen ist 7 m breit und von 2,04 m hohen, senkrechten Wänden begrenzt, welche je 1,75 m breite Leinpfade tragen. Die grössten dieser Brücken haben 17,5 m Spannweite und Halbkreisgewölbe. Sie sind sorgfältig durch lange Flügelmauern an die Thalböschung angeschlossen und haben sich, abgesehen von einigen übeln Folgen mangelhafter Ausführung gut gehalten.[6]) Fig. 186, 187, 188 stellen eine dieser Kanal-Brücken, diejenige über die Wiesent, dar.

---

[1]) z. B. Schwarz Brückenbau Bl. 4.

[2]) Centr. Bl. d. Bauv. 1881 S. 109.

[3]) Rziha. E. U. u. O. B. II. S. 209.

[4]) Das Wort „Kanal-Brücke" ist ganz entsprechend den allgemein üblichen Worten „Strassen-Brücke", „Eisenbahn-Brücke" gebildet und stimmt mit dem deutschen Sprachgebrauch überein, welcher bei zusammengesetzten, eine Unterabtheilung einer Gattung bezeichnenden Worten den weiteren (Gattungs-) Begriff an die zweite Stelle setzt (Mühlrad, Wagenrad usw.) Es ist unserer Ansicht nach daher dem vielfach angewendeten Wort „Brücken-Kanal" vorzuziehen.

[5]) Smiles, James Brindley and the early engineers.

[6]) v. Pechmann, Entw. f. d. Kanal z. Verb. d. Donau m. d. Main (München 1832) und v. Pechmann, der Ludwigs-Kanal (Nürnberg 1854).

Wie der Wasserquerschnitt der Kanal-Brücken zu bestimmen ist haben wir schon S. 247 erörtert.

Es ist hier nur noch zu erwähnen, dass man aus Ersparnissrücksichten die Kanal-Brücken meist einschiffig anlegt, auch die Leinpfade möglichst einschränkt. 2 m ist in letzterer Hinsicht wohl als untere Grenze zu betrachten, unter welche man nicht ohne Noth herabgehen sollte, da auf zu schmalen Leinpfaden leicht Unglücksfälle vorkommen.

Der Unterbau gewölbter Kanal-Brücken unterscheidet sich von dem anderer gewölbter Brücken nicht wesentlich. Nur hat man die Weite der Oeffnungen vielfach kleiner gewählt als die Rücksicht auf die geringsten Kosten verlangt.[1]) Denn die Wahrscheinlichkeit, dass feine, Wasser durchlassende Risse im Mauerwerk, namentlich über den Pfeilern in Folge der Temperaturänderungen eintreten, wächst mit der Spannweite der Gewölbe.[2])

Fig. 186.

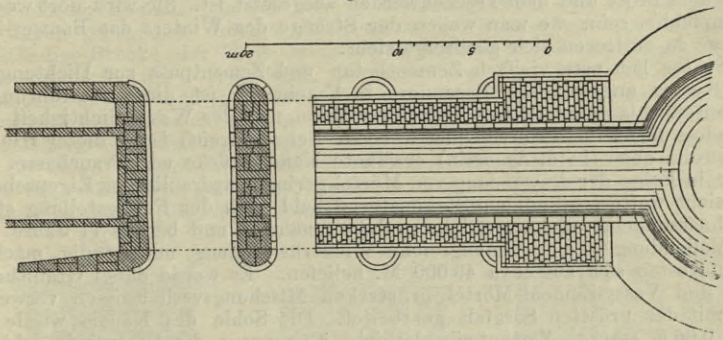


Fig. 187.

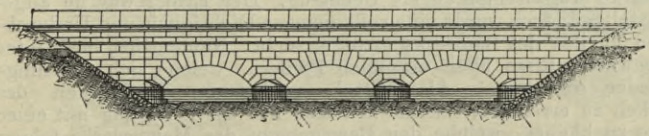
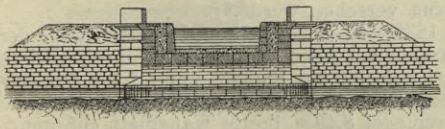


Fig. 188.



Als Gewölbeform ist für Kanal-Brücken der Halbkreis vortheilhafter als ein gedrückter Bogen, und wenn letzterer nicht zu umgehen ist, ein Korbbogen vortheilhafter als ein Kreissegment.

Die Ausführung des Unterbaues muss eine ganz besonders sorgfältige sein. Dies bezieht sich schon auf die Wahl des Steinmaterials, welches durchaus undurchlässig und wetterbeständig sein muss. Der Mörtel muss vorzüglich und stark hydraulisch sein. Kleines Steinformat verdient den Vorzug vor Quadern. Auf Gleichartigkeit des Mauerwerks ist grosser Werth zu legen. Quadern an Ecken und Stirnringen, in Verbindung mit kleinen Steinen zum übrigen Mauerwerk, sind bei den Kanal-Brücken noch weniger zu empfehlen als bei anderen Brücken.

Unter den Leinpfaden kann man, um an Mauerwerk zu sparen, die Gewölbe zu entlasten und die mit übermässig dicken Mauermassen verbundenen Unzuträglichkeiten zu vermeiden, Hohlräume in Form von Bogenstellungen anordnen. Dies ist auch für die ästhetische Ausbildung des Bauwerks sehr günstig, da die Mauermasse über den Bögen sonst leicht plump aussieht. Eine sehr glückliche

[1]) Ein Beispiel verhältnissmässig geringer Spannweiten sind die Aquädukte des Bewässerungs-(Kanals von Verdon (in der Provence): 6 bis 8 m bei Höhen von 14,5 m bis 21,5 m über Thalsohle. Ann. d. p et ch. 1881, II. S. 60.)

[2]) Ueber diese Rissebildungen findet man Ausführliches in der Beschreibung der Kanal-Brücke von Tranchasse im Kanal von Berry (Ann. d. p. et ch. 1849. II. S. 1).

architektonische Lösung in dieser Hinsicht zeigt die Kanal-Brücke über den Orb bei Béziers in Süd-Frankreich.[1])

Da es schwerlich gelingen wird, das gesammte Brückenmauerwerk wasserundurchlässig zu machen, so sind besondere Vorkehrungen zu treffen, um das Eindringen des Wassers in das Mauerwerk zu hindern.

Brindley wendete zu diesem Zweck einen Thonschlag (puddle) an, welchen er aus einer Mischung von Thon und Sand herstellte und in halbflüssigem Zustande sorgfältig mit dem Spaten umstechen und durcharbeiten liess. Das Aufbringen erfolgte in 3 oder mehr Lagen bis zu einer Gesammtstärke von 0,9 m, wobei darauf gesehen wurde, dass sich jede Lage gut mit der darunter liegenden verband. Obenauf pflegte eine Lage gewöhnlichen Bodens gebracht zu werden. Der Thonschlag wurde auch an den Stirnmauern herauf gezogen und nach dem Kanal zu durch eine schwache, im Thonschlag stehende Futtermauer abgeschlossen. Diese Art der Dichtung bewährt sich überall, wo der Thon nicht dem Frost und dem Trockenwerden ausgesetzt ist. Sie wird dort weniger zu empfehlen sein, wo man wegen der Strenge des Winters das Bauwerk von Wasser zu entleeren sich genöthigt sieht.

Später hat man vielfach Zementbeton und Zementputz zur Dichtung des Kanalbettes angewendet. Besonders in Frankreich ist diese Ausführungsart verbreitet. Als ganz sicheres Mittel zur Erlangung der Wasserdichtigkeit kann sie indess nicht immer bezeichnet werden. Sehr lehrreich ist in dieser Hinsicht die bereits oben (in d. Anmerk.) erwähnte Kanal-Brücke von Tranchasse. Sie zeigte in Folge der Anwendung von Mörtel geringer hydraulischer Eigenschaften und nicht wetterbeständigem Steinmaterial bald nach der Fertigstellung starke Durchnässungen, welche von Jahr zu Jahr zunahmen und bereits 11 Jahre nach der Vollendung[2]) eine umfangreiche Wiederherstellung nothwendig machten, deren Kosten sich auf etwa 49 000 M. beliefen. Es wurde dabei Granitbruchstein und Vassy-Zement-Mörtel in starken Mischungsverhältnissen verwendet und mit der grössten Sorgfalt gearbeitet. Die Sohle des Kanals wurde mit einer 0,06 m starken Zementmörtelschicht überzogen; die Uferwände erhielten zwei je 0,03 m starke Mörtelschichten als Ueberzug. Der Erfolg war im allgemeinen zufriedenstellend; doch wurde eine vollkommene Dichtigkeit und Undurchlässigkeit in allen Theilen des Bauwerks nicht erreicht. Namentlich im Winter öffneten sich schwache Risse über einzelnen Pfeilern, welche sich allerdings im Sommer wieder schlossen. Als Mittel, vollkommne Dichtigkeit des Kanals auf Brücken zu erreichen, scheint hiernach nur der Ueberzug mit einer elastischen Masse zu bleiben, welche den Bewegungen des Mauerwerks folgen kann. Dieser Erfolg scheint bei der Kanal-Brücke von Guétin erreicht zu sein, deren Kanal mit einem Asphaltüberzug versehen wurde.[3])

Auch bei der in den Jahren 1839—45 hergestellten Ueberführung des französischen Südkanals über die Garonne bei Agen wurde so verfahren. Diese Kanal-Brücke hat 23 Korbbögen, 20 m weit bei 8 m Pfeilhöhe und 1,1 m Schlusssteinstärke. Die Bögen sind mit einer 0,3 m starken Betonlage bedeckt, welche das an der Sohle 7,59 m, am Wasserspiegel 8,49 m breite Kanalbett aufnimmt. Jede Kanalwand hat bei 2,2 m Höhe 0,45 m Böschung. Die Wand ist an der Kanalsohle 2,105 m stark. Die Kanalwände sind mit Ziegeln bekleidet und diese, sammt der Kanalsohle, zum Schutz gegen das Durchdringen des Wassers mit aus Seyssel-Asphalt bereiteter, 0,14 m bezw. 0,02 m starker Bitumenlage bekleidet. Gegen den Stoss der Fahrzeuge werden die Wände durch 0,11 m starke Vorsetzer geschützt, welche in eine auf der Kanalsohle liegende Schwelle eingezapft und oben durch einen Holm verbunden sind, der mittels Bolzen an den Decksteinen der Wände befestigt ist.[4])

Da das Heraufziehen von Asphalt an senkrechten Wänden schwierig ist, so dürften sich zur Bekleidung der Kanalbetten auf Brücken besonders die Asphaltplatten eignen. Des Schutzes gegen Beschädigungen bedürfen diese Platten ebenso sehr wie die Asphaltlagen. Man könnte sie mit Ziegeln über-

---

[1]) Nouv. ann. 1857. Bl. 59/60 und Handb. d. Ing. Wissensch. II. 2. Bl. 49.
[2]) Erbaut 1829 bis 34, wiederhergestellt 1845.
[3]) Ann. des p. et ch. 1849. II. S. 45.
[4]) A. B. Z. 1875. S. 75 (Heinzerling) und A. B. Z. 1845. S. 180.

mauern. Nur muss man bei der Ausführung dieses Mauerwerks sehr sorgfältig verfahren, um dabei die Platten nicht zu beschädigen. Auch ist zu bedenken, dass eine etwaige Undichtigkeit in den Platten unter der Uebermauerung schwerer zu finden ist, als wenn die Platten frei liegen.

Zum Entleeren der Brücken-Kanäle werden Grundablässe angelegt, Fig. 189. Auch werden zu diesem Zweck Dammfalze an den Enden der Brücke oder Abdämm-Vorrichtungen ausserhalb der Brücke im Kanal anzuordnen sein.

Die Leinpfade müssen gut abgewässert sein, damit das Wasser nicht auf denselben stehen bleibt und so in das Mauerwerk eindringt. Doch empfiehlt es sich, sie nach dem Kanal mit einem niedrigen, abgerundeten Rand abzugrenzen, um das Abgleiten der Pferde zu verhindern.[1])

c. Vorrichtungen zum Zerstören der Brücken im Kriegsfall.

Mit Rücksicht auf einen möglichen Kriegsfall müssen in den meisten bedeutenderen, besonders in den nahe den Reichsgrenzen oder in der Nähe von Festungen gelegenen Brücken Minenkammern angelegt werden, um die vollständige Brücke oder Theile derselben im Nothfall zerstören zu können. Diese Minenkammern, deren Anordnung jedesmal von den Militärbehörden vorgeschrieben zu werden pflegt, können bei massiven Pfeilern eiserner Brücken als senkrechte oder schwach geneigte, von oben zugängliche Röhren, ähnlich den Bohrlöchern beim Sprengen von Felsen hergestellt werden. Man muss dann nur für einen wasserdichten, oberen Verschluss dieser Röhren sorgen. Fig. 190 zeigt die röhrenförmigen Minenkammern, wie sie bei der Szamos-Brücke bei Szatmar in einem Mittelpfeiler angebracht sind.[2])

Fig. 189.

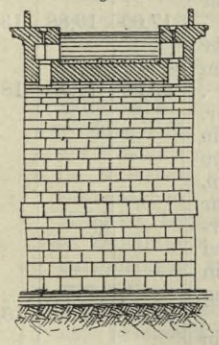


Fig. 190.

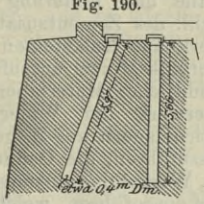
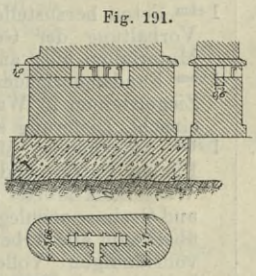


Fig. 191.



Die Waag-Brücke bei Tornocz, eine eingleisige, eiserne Eisenbahnbrücke mit massiven, für 2 Gleise angelegten Pfeilern von 2,213 m oberer Stärke hat in zwei Pfeilern je 4 Pulverkammern von je 0,083 cbm Fassungsraum.[3])

In den Pfeilern gewölbter Brücken pflegen nahe dem Fuss Kammern, die von der Seite zugänglich sind, angebracht zu werden. Fig. 191 zeigt solche vom Ruhr-Viadukt der Rheinischen Bahn bei Herdecke.[4]) Der Viadukt hat 3 Gruppen von je 4 Oeffnungen zu 20 m. In 2 Pfeilern der Mittelgruppe mussten die skizzirten, vom Wasser aus zugänglichen Kammern angelegt werden, da vorgeschrieben war, dass im Kriegsfalle der Viadukt auf mindesten 60 m Länge müsse zerstört werden können. In der Gallerie sind Dammfalze zur Einlegung von Balken angelegt, behufs Erhöhung der Sprengwirkung. Die Gallerie ist aussen durch eine eiserne Thür verschlossen. In einem Böschungskegel des anschliessenden Dammes befindet sich ein kleines Pulvermagazin.

Nach Menne soll man behufs Anlage von Sprengminen den Brückenpfeiler der Länge nach in 4 gleiche Theile theilen und auf den Theilpunkten 1 und 3 je eine Minenkammer anlegen, welche von oben her durch einen Einsteigeschacht zugänglich zu machen ist. Jede Kammer stellt einen Kubus von 0,47 m Seite dar und fasst etwa 100 kg Pulver.[5])

---

[1]) Orb-Brücke u. Kanal-Br. über die Saar; Handb. d. Ing. Wissensch. II. 2. Taf. 49. Fig. 14 b u. c.
[2]) A. B. Z. 1879.
[3]) A. B. Z. 1871.
[4]) Z. f. Bauk 1881.
[5]) Z. f. B. 1867. Sp. 290.

d. Kosten.

Die Kosten der gewölbten Brücken sind durch genaue Anschläge auf Grund der ortsüblichen Einheitspreise zu ermitteln. Da Letztere durch die Zeitverhältnisse beeinflusst werden, so sind thunlichst die Ergebnisse der neuesten Ausschreibungen zu berücksichtigen.

Als Anhalt bei Voranschlägen können Tabellen wie die folgende, den Erfahrungen bei der Berliner Stadteisenbahn entsprungene und die im Handb. d. Ingen.-Wissensch. II. 1. S. 273 von den grösseren Brücken der pfälzischen Ludwigsbahn (1872—75) entnommene dienen.

Durch die Vergleichung von 18 Verträgen über Erd-, Maurer- und Steinmetzarbeiten bei den gewölbten Viadukten und Brücken der Berliner Stadteisenbahn aus den Jahren 1877 und 1878 haben sich für die wesentlichsten Leistungen folgende, damals giltige Einheitspreise ergeben:

Pos.	Bezeichnung der Arbeiten und Lieferungen	Einheitspreise in M.		
		höchste	niedrigste	mittlere
1.	1 cbm Boden aus den Baugruben auszuheben, das Mauerwerk bis zur Geländehöhe zu verfüllen und den übrig bleibenden Boden nach Anweisung einzuplaniren	1,50	0,40	0,78
2.	1 cbm Boden aus den Baugruben im Trocknen auszuheben und abzufahren	2,50	1,15	2,04
3.	1 cbm Beton herzustellen und zu versenken einschl. Vorhaltung der Geräthe und Lieferung aller Materialien aber ausschl. des Zementzusatzes .	17,00	10,88	13,44
4.	1 cbm Fundamentmauerwerk aus Kalksteinen oder Ziegelsteinen in Wasserkalk-Mörtel auszuführen einschl. Lieferung sämmtlicher Materialien . .	25,00	14,75	18,48
5.	1 cbm aufgehendes Mauerwerk der Widerlager, Pfeiler, Futter- und Stirnmauern aus Ziegeln in Wasserkalk-Mörtel auszuführen, die Oeffnungen und Gesimse anzulegen, Werksteine einzumauern, überhaupt alle Arbeiten auszuführen, welche zur vollständigen Vollendung des Bauwerks erforderlich sind, mit Rücksicht darauf, dass bei der Berechnung der Arbeit alle Oeffnungen in Abzug gebracht werden, einschl. Lieferung sämmtlicher Materialien	24,50	15,00	18,76
6.	1 cbm Gewölbemauerwerk aus besten Klinkern in Wasserkalk-Mörtel in tüchtigem regelrechten Verbande fugenfest auszuführen, einschl. Vorhaltung der Rüstungen und Lehrbögen, Aufstellen und Wiederabnehmen derselben, einschl. aller Materialien mit Ausnahme des Zementzusates	36,00	21,20	27,71
7.	1 cbm aufgehendes Mauerwerk der Pfeiler der Entlastungsgewölbe aus besten Klinkern in Wasserkalk-Mörtel auszuführen, die Oeffnungen zur Abwässerung anzulegen, einschl. Lieferung sämmtlicher Materialien ausschliesslich des Zementzusatzes	32,50	19,79	27,05
8.	1 cbm Gewölbemauerwerk der Entlastungsgewölbe aus klinkerharten Formsteinen in Wasserkalk-Mörtel auszuführen, einschl. Vorhalten der Rüstungen und Lehrbögen im übrigen wie vor	40,00	23,75	32,75
9.	1 cbm Rollschicht $1/2$ Stein stark von Klinkern mit der vorgeschriebenen Abwässerung in Zementmörtel zu verlegen, wie vor	26,25	17,81	22,61
10.	1 qm Rollschicht, wie vor	3,96	2,50	3,22

Pos.	Bezeichnung der Arbeiten und Lieferungen	Einheitspreise in M. höchste	niedrigste	mittlere
11.	1 cbm Hinterfüllungsmauerwerk über den Gewölben aus Ziegeln in Wasserkalk-Mörtel auszuführen, wie vor	18,00	15,83	17,47
12.	1 cbm Beton-Mauerwerk zur Uebermauerung der Gewölbe im Mischungsverhältniss von 3 Th. Ziegelbrocken auf 1 Th. Mörtel (1 Th. Wasserkalk, 3 Th. Sand) auszuführen, wie vor . . .	18,00	9,80	13,80
13.	1 cbm Werksteine aus Sandstein oder Granit zu liefern und zu versetzen (der höchste Preis von 180 M. wurde für geschliffene Gesimse aus Obernkirchner Sandstein gezahlt. Obernkirchner Verblend-Werksteine kosteten beispielsw. 120 M. Granitauflagersteine beispielsw. 140 bis 160 M.)	180,00	90,00	126,13
14.	1 qm Flachschicht über den Gewölben von Ziegelsteinen in Zementmörtel mit vollen Fugen zu fertigen, einschl. aller Materialien, ausschl. des Zements	2,00	1,20	1,68
15.	1 qm die Fugen der Viadukt-Stirnen (einschl. der Gewölbestirnen) sowie auf 0,5 m Tiefe der Gewölbelaibung und der Seitenflächen der Pfeiler bis auf 2 cm auszuräumen, zu reinigen und zu nässen, sodann mit farbigem Mörtel fest und sauber zu verstreichen und zu bügeln, wie vor	1,20	0,25	0,74
16.	1 qm die Fugen an den übrigen Theilen der sichtbaren Flächen der normal zur Axe des Viadukts liegenden Seiten der Pfeiler, mit Fugeisen glatt und fest zu verstreichen, wie vor	0,75	0,20	0,39
17.	1 qm Zulage für die Verblendung der Aussenseite des Viadukts mit Verblendsteinen bezw. Klinkern (in letzterem Fall ohne Einrechnung der Gewölbeflächen, da die Gewölbe durchweg aus Klinkern hergestellt werden) wie vor	4,00	0,50	2,17
20.	1 qm Zementputz der Hinterflächen in einer Lage aufzubringen aus verlängertem Zementmörtel, wie vor	0,75	0,17	0,35
21.	1 qm Gesimsplatten für den seitlichen Fussweg aus besonders festem Sandstein nach der Ansichtsseite einfach profilirt 13 cm stark nach Vorschrift sauber bearbeitet anzuliefern und in Zementmörtel zu verlegen, wie vor	17,70	9,89	15,19

Für den Preis von 1 cbm fertigen Mauerwerks der Viadukte und gewölbten Brücken, einschl. Erd- und Steinmetzarbeiten, jedoch aussschliesslich der reichen Verblendungen der Endpfeiler, an den mit Eisen überbrückten Strassen ergaben sich folgende Werthe:

im Jahre 1877 aus 7 Verträgen, auf Grund welcher zusammen 62 562 cbm Mauerwerk hergestellt wurden:

höchstens . . .	27,61 M.
niedrigstens . .	23,30 „
in Mittel . . .	25,57 „

im Jahre 1878 aus 9 Verträgen, auf Grund welcher zusammen 95 190 cbm Mauerwerk hergestellt wurden,

höchstens . . .	27,74 M.
niedrigstens . .	20,01 „
in Mittel . . .	22,89 „

Heute (1892) stellen sich die Preise um etwa 50 % höher als die obigen Mittelwerthe.

Vorläufige Kostenüberschläge kann man bei Brücken, deren Breite nahezu gleich bleibt, also Eisenbahnbrücken (wo nur eingleisige und zweigleisige zu unterscheiden sind) nach Einheitspreisen für 1 qm Ansichtsfläche, welche man ausgeführten Beispielen entnimmt, aufstellen. Man muss hier nur darauf sehen, dass man Beispiele wählt, bei denen die Verhältnisse ähnlich denen der zu veranschlagenden Brücke sind. Einen Maasstab hierfür wird der Einheitspreis für 1 cbm Mauerwerk geben, wie man ihn einerseits nach den örtlichen Verhältnissen veranschlagen zu müssen glaubt, und wie man ihn andererseits in den Mittheilungen über ausgeführte Bauten, aus denen man den Einheitspreis für 1 qm Ansichtsfläche entnehmen will, angegeben findet.

Dass die Beziehung der Kosten auf 1 qm der Ansichtsfläche nur für sehr ungenaue Ueberschläge zu benutzen ist, liegt auf der Hand. Denn abgesehen von den aus der verschiedenen Gestaltung des Thalprofils und der grösseren oder geringeren Geschicklichkeit des Entwerfenden hervor gehenden Verschiedenheiten wirkt die Gründungstiefe sehr wesentlich auf die Kosten für 1 qm Ansichtsfläche ein. Es würde also besser sein, die Kosten auf 1 qm einer Längenschnittsfläche zu beziehen, welche die Fundamente mit umfasst. Da dies aber nicht üblich ist, wollen wir darauf hier nicht näher eingehen.

Mindestens zu verlangen ist, dass Alle, die die Brücken nach den Kosten für 1 qm Ansichtsfläche vergleichen wollen, unter Ansichtsfläche dasselbe verstehen. Dies ist leider nicht durchweg der Fall.

Wir nehmen die Begriffserklärung Lehwald's[1]) an, wiewohl sich vielleicht gegen ihre Zweckmässigkeit eine Einwendung machen liese. Lehwald versteht unter „Ansichtsfläche" die von der Profillinie des betreffenden Thals, der Schienenunterkante und den Durchschnittslinien der beiden Dammkegel mit der Vorderfläche des Bauwerks begrenzte Fläche. Auf Grund dieser Erklärung hat er die Kosten für 1 qm Ansichtsfläche der 2gleisigen, gewölbten Brücken der Bahn Nordhausen-Wetzlar berechnet. Wir geben die betreffende, der angefürten Zeitschrift entnommene Tabelle, nach der Höhe der Brücken geordnet, hier wieder:

	Name des Bauwerks	Länge m	Grösste Höhe m	Oeffnungen Zahl	Oeffnungen Weite	Inhalt der Ansichtsfl. qm.	Kosten im Ganzen M.	Kosten f. 1 qm. Ansichtsfl.	Kosten f. 1 lfd. m	Kosten f. 1 cbm Mauerwerk
1.	Pieffe-Brücke . .	14,54	8,5	1	10	127	17 021	134	1170,7	22,3
2.	Beise-Brücke II .	39,4	13,84	1 2	11 9,5	332	56 942	171	1445,2	35,1
3.	Vierbach-Brücke .	43	14	4	8,5	368	67 473	183	1569,1	29,17
4.	Beise-Brücke III .	44,6	14,2	3	12	375	47 791	130	1071,5	30,06
5.	Beise-Brücke I . .	37,96	15,25	1 2	11 9,5	339	63 395	184	1670	35,4
6.	Chausseeunterführg. m. 3 m w. Durchlass	39,1	17,5	1 2	11 9	381	77 990	201	1995	38,9
7.	Wehre-Brücke . .	52	19,8	4	10	669	111 084	166	2131,6	27,43
8.	Ohe-Brücke . . .	46,5	20,8	1 2	10,5 10	521	80 200	154	1724,8	28,85
9.	Beise-Brücke IV .	53	24	1 2	16 13,5	752	109 576	146	2076,5	29,6
10.	Unstrut-Brücke. .	52,86	25,7	3	13	754	192 000	255	3642,8	42,8

Wir schliessen daran eine ähnliche Tabelle über einige andere grosse Brücken oder Viadukte, in welche wir die in der entsprechenden Tabell XXdes Handb. d. Ing. Wissensch. (Bd. II. 1. S. 276/7) enthaltenen Bauwerke, um Wiederholungen zu vermeiden, nicht mit aufgenommen haben.

[1]) Z. f. B. 1880. Sp. 455.

	Name des Viadukts	Bauzeit	Kosten in M. im Ganzen	Kosten in M. f. 1 lfd. m	Kosten in M. f. 1 qm Ansichtsfläche	Kosten in M. f. 1 cbm Mauerwerk	Abmessungen Länge m	Abmessungen grösste Höhe m	Abmessungen Oeffnungen Anzahl	Abmessungen Oeffnungen Weite m	Abmessungen Ansichtsfläche qm	Abmessungen Inhalt des Mauerwerks cbm	cbm Mauerwerk f. 1 qm Ansichtsfl.	Material	Quelle der Angaben
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	A. Zweigleisige Viadukte.														
1	Ruhr-Viadukt der Rhein. Eisenbahn b. Herdecke	1875, 8	etwa 750 000	2400	94	34	313	30,45	12	20	7986	22 000	2,75	Sandstein	Z. f. Bauk. 1881
2	Viadukt von St. Antoine (Marseille-Aix) . .	wahrsch. kurz vor 1880	436 000	1878	76	—	232 2	29	15	12	5737	—	—	—	Nouv. ann. 1880
3	Viadukt von Solémy (Bourbonnais) . . .	—	208 204	1426	105	—	146,4	27	9	12	—	—	—	Kalkbruchstein	Nouv. ann. 1874
	B. Eingleisige Viadukte.														
4	Viad. der Fischbachbahn (Saarbr.-Neukirchen) bei Schiffweiler . .	1877	25 207	416,64	38,51	16,32	60,5	19,8	5	10	654,5	1545	2,36	Kohlensandbruchstein	Privatmittheilung.
5	Viadukt von Mirville (Rouen-Havre) . . .	—	1 019 255	1923	72,8	42,4	530	32	48	9,2	14 000	24 038	1,72	—	Nouv. ann. 1857
6	Viadukt von Barentin (Rouen-Havre) . . .	—	1 271 355	2649	98,4	40	480	33	27	15	12 920	31 784	2,46	—	Nouv. ann. 1857
7	Viadukt von Malaunay (Rouen-Havre) . . .	—	528 000	3641	144	62,4	145	25	8	15	3670	8383	2,28	—	Nouv. ann. 1857

[1]) In unserer Quelle wird die Ansichtsfläche des Viadukts „bis zur Fundamentsohle gerechnet und ohne Abzug der Oeffnungen" zu 9740 qm und werden demgemäss die Kosten f. 1 qm Ansichtsfläche zu 77 M. angegeben. Die betr. Zahlen der Tabelle sind durch Berechnen der Ansichtsfläche (nach dem Lehwald'schen Begriff) aus der Zeichnung unserer Quelle ermittelt.

[2]) Die Ansichtsfläche: 5737 qm, ist durch Division der in den Nouv. ann. angegebenen Kosten f 1 qm in die ebenda angegebenen Gesammt-Kosten gefunden. Eine Berechnung nach den dort mitgetheilten Zeichnungen ergab 6650 qm Ansichtsfläche, was einen Einheitspreis von 65,5 M. f. 1 qm bedingen würde.

[3]) Angeblich billig wegen leichter Materialbeschaffung.

[4]) Die Steine wurden in dem etwa 350 m weit entfernten Bahneinschnitt gewonnen und mit Rollwagen auf einem Arbeitsgleis zur Baustelle gebracht.

[5]) Die Angaben, Kolonne 11, 12 u. 13 sind mittelbar aus den Angaben der Quelle abgeleitet.

[6]) u. [7]) Der Viadukt von Malaunay hat in den Mittelpfeilern schachtartige, bis zum Kämpfer reichende Aussparungen von 0,9 . 1,01 m Querschnitt. Der Viadukt von Barentin, welcher ebenso, jedoch mit wenig geeigneten Materialien erbaut war, stürzte ein und wurde mit vollen Pfeilern wieder aufgebaut. In Folge dieses Unfalls unterzog man den Viadukt von Malaunay einer Probebelastung von 3000 kg f. 1 qm Fahrbahn und da sich dabei einige leichte Bewegungen in den Pfeilersockeln zeigten, versah man diese Sockel mit einer Verankerung.

Desnoyers nimmt an, dass man mit leicht zu bearbeitendem Kalkstein einen (zweigleisigen?) Viadukt von 30 bis 35 m Höhe für den Preis von 80 M. f. 1 qm Ansichtsfläche herstellen kann. (Debauve, Th. 10. S. 178.)

Dies stimmt fast genau mit den Kosten zweier 1875 bis 78 in Deutschland ausgeführter Viadukte mit gemauerten, für 2 Gleise angelegten Pfeilern und eingleisigem eisernem Unterbau. Die Viadukte liegen in der württembergischen Gäubahn (Schopfloch-Freudenstadt) und kosteten in M. f. 1 qm überbrückte Fläche:

	Kübelbach-Viadukt	Stockerbach-Viadukt
die Rüstungen	9,04	9,23
das Mauerwerk sammt Gründung und Pflaster	44,08	45,66
der einspurige Oberbau, sammt Anstrich, Belag usw.	28,13	28,47
zusammen	81,25	83,36

(Z. f. Bauk. 1884. Sp. 158 bis 164.)

Der Trisana-Viadukt der Arlbergbahn, eingleisig, mit einer 120 m weiten, mit Halbparabel-Trägern überbrückten Oeffnung, an welche sich jederseits 4 gewölbte, 9 m weite Oeffnungen schliessen (Höhe der Hauptpfeiler 55 und 52 m und Höhe vom Wasserspiegel bis zur Schienenhöhe 86 m) kostete 640 000 M., d. h. für 1 qm überbrückte Thalfläche etwa 60 M. (D. Bztg. 1884. S. 260.)

Die Kosten gewölbter Strassenbrücken wird man nicht vergleichen können, ohne die sehr wechselnde Breite zu berücksichtigen. Man wird daher bei Strassen-Viadukten zweckmässig die Kosten für 1 cbm des Raumes angeben, welchen man erhält, wenn man die Ansichtsfläche mit der nutzbaren, d. h. der zwischen den Geländern gemessenen Breite des Viadukts multiplizirt.

Bei niedrigen Strassenbrücken, welche in der Regel mit Flügeln an die Fluss- oder Kanalufer oder die Bahn-Einschnittsböschungen angeschlossen sind, oder deren Widerlager zum Theil in Ufermauern stecken, so dass die Gesammtlänge des Bauwerks einschliesslich der Widerlager sich schwer mit Schärfe angeben lässt, kann man den Körperinhalt aus der lichten Weite der Brücke (Entfernung der Endwiderlager), nutzbarer Breite und der Höhe von Flusssohle (Oberkante des überbrückten Verkehrsweges) bis Oberkante Fahrbahn der Brücke zur Division in die Gesammtkosten benutzen und die Kosten für 1 cbm dieses Körperinhaltes angeben.

Von diesen Gesichtspunkten aus sind die folgenden Tabellen aufgestellt:

Kosten hoher Strassenbrücken (Viadukte).

	Bezeichnung der Brücke	Höhe von Flusssohle m	Ansichtsfläche qm	Breite zwischen den Geländern m	Körperinhalt Kol. 3/4	Gesammtkosten M.	Kosten f. 1 cbm der Kol. 5 M.	Bauzeit	Quelle der Angaben
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Viadukt von Dinan	44	8710	7,05	61406	773 332	12,6	gegen 1847	A. B. Z. 1862. Morandière. Debauve.
2.	Viadukt von Chastellux	20	2056	6,75	13878	89 150	6,4	1876/8	Ann. des p. et ch. 1882.

Kosten niedriger gewölbter Strassenbrücken.

	Bezeichnung der Brücke	Länge zwischen den Endwiderlagern m	Breite zwischen den Geländern m	Höhe von Flusssohle bis Oberkante-Fahrbahn m	Körperinhalt Kolonne 2.3.4 cbm	Kosten der Brücke M.	Kosten f. 1 cbm der Kol. 5 M.	Bauzeit	Quelle der Angaben
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Alma-Brücke (Paris) . . .	130	20	15,5	40300	1 296 000	32	1854/6	Dupuit und Morandière.
2.	Gardon-Brücke bei Collet *)	43	3,8	17	2778	55 200	20	—	Centr. Bl. d. Bauv. 1883.
3.	Vienne-Brücke in St. Romain	100	6,6	12,1	7986	96 000	12	Beginn 1857	Morandière.
4.	Cornelius-Brücke (Berlin) . .	16	15	6,6	1584	108 000	68	1874/5	Berlin u. s. B. u. Priv.-Mitth.
5.	Schiefe Brücke in Glesse . .	10,8	5,5	4	238	2 600 ausschl. Erdarb.	11	1878	D. Bztg.
6.	Lenne-Brücke bei Vorwohle	7	3,6	2,1	53	700	13	1877	D. Bztg.

*) Die Länge der Brücke bei Collet einschliesslich der Widerlager beträgt 66 m; mithin sind die Kosten f. 1 m d. Länge 836 M. Die Kosten f. 1 qm Ansichtsfläche werden zu 50 M. angegeben. Die Kosten f. 1 cbm des Körperinhalts aus Ansichtsfläche mal Breite zwischen den Geländern würde rund 13 M. betragen. Die Gründung bot besondere Schwierigkeiten nicht dar.

Von Nutzen dürfte auch die folgende kleine wenig abweichend angelegte Tabelle sein:

Kosten niedriger, gewölbter Strassenbrücken.

	Bezeichnung der Brücke	Länge m	Stirnbreite m	Gleichmässige oder mittlere Höhe von Fundamentsohle bis O. K.-Fahrbahn m	Kubikinhalt Kolonne 2.3.4 cbm	Kosten der Brücke M.	Kosten f. 1 cbm der Kol. 5 M.	Quelle der Angaben
	1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Mayenne-Brücke bei Montflours	158,8	7,1	14,2	16010	107 789	6,74	Nouv. ann. 1882.
2.	Jouanne-Brücke bei St. Ceneré	26,48	6,88	9,41	1714	13 590	7,93	
3.	Vicoin-Brücke bei Régereau	26	8,7	6,2	1402	15 563	11,1	

Für die Unterhaltungskosten der Brücken giebt das Handbuch der Ing.-Wissensch. (II. 1. S. 269) nach Pollitzer (Die Bahnerhaltung) folgende kleine Tabelle:

	In Prozenten der Ausgabe für		f. 1 laufendes Meter Oeffnung M.
	den Gesammtunterhalt einer Bahnlinie	die Unterhaltung des Unterbaues einer Bahnlinie	
1. Gewölbte Brücken . .	0,5	5,4	3,2
2. Brücken mit hölzernem Ueberbau	0,8	7,0	30,0
3. Brücken mit eisernem Ueberbau	1,3	12,4	7,6

e. Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten.

Im Anschluss an den bisher behandelten Bau der gewölbten Brücken sind die Unterhaltungs- und Wiederherstellungsarbeiten zu erwähnen. Sie können, wenn man von aussergewöhnlichen Ereignissen, als Wolkenbrüchen und

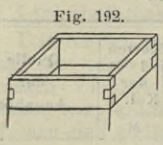
Hochfluthen, Erdbeben, Zerstörungen durch Krieg oder Verbrechen, sowie von der Abnutzung durch den Verkehr, absieht, auf 2 Veranlassungen zurück geführt werden: den Einfluss der Witterung (Nässe und Frost) und Fehler beim Bau, sei es im Entwurf oder in der Ausführung.

Die letzteren, zu welchen auch übermässige und falsche Sparsamkeit zu rechnen ist, sind die schlimmsten Feinde der Brücken. Denn einem tadellos hergestellten Bauwerk kann der sogenannte Zahn der Zeit, d. h. der Einfluss der Witterung nur langsam beikommen.[1]) Wie das Wasser aber die kleinsten Risse oder ungedeckten Stellen findet und welchen Schaden es dann anrichtet, sowie welche Mühe und Kosten es verursacht, seine Wege aufzufinden und zu verstopfen, lernt nur der mit der Unterhaltung von Brücken Betraute. Zum Ausbildungsgange jedes jungen Bautechnikers sollte es daher gehören eine gewisse Zeit der Beschäftigung mit letzterer Arbeit zuzubringen.

Allgemeine Regeln lassen sich über die Unterhaltungsarbeiten um so weniger geben, als der schwierigste Theil derselben in der Auffindung der Ursachen der äusserlich am Bauwerk auftretenden Schäden besteht. Letzteres trifft besonders dann zu, wenn das Suchen unter Eisenbahngleisen mit lebhaftem Verkehr erfolgen muss. Es bleibt dann nichts übrig, als die Gleise stückweise mit der grössten Vorsicht zu unterfangen und die Gewölbe vom Ueberschüttungs- und Bettungsmaterial zu befreien, um die wunden Stellen der Abdeckung frei zu legen. Ist dies nur auf kleineren Flächen erforderlich, so leisten sogenannte holländische Rahmen gute Dienste, welche, Fig. 192, etwa 0,9 m Quadrat im Lichten weit, schachtartig eingebaut werden.

Von grösseren Wiederherstellungs-Bauten theilt das Handbuch d. Ing.-Wissensch. II. 1. S. 260/3 die wichtigsten Beispiele aus der neueren Litteratur mit. Die Wiederherstellung der Kanal-Brücke von Tranchasse haben wir auf S. 370 erwähnt. Eine interessante Unterfangung eines auf einem Pfahlrost stehenden massiven Pfeilers einer Brücke im Zuge der Bremen-Oldenburger Chaussee finden wir in der D. Bztg. 1884, S. 19 mitgetheilt. Der Pfahlrost wurde mit einem Holzkasten umgeben, der Zwischenraum ausbetonirt und schliesslich nach Wältigung des Wassers der oberste verfaulte Theil des Pfahlrostes stückweise entfernt und der Pfeiler untermauert.

Fig. 192.



Ueber die bei der Erneuerung von Eisenbahnbrücken unter dem Betriebe erforderlichen Maassnahmen handelt ein Aufsatz in der D. Bztg. 1888, S. 141. Er enthält zugleich Abbildungen von Aushilfsbauwerken und giebt ein interessantes Beispiel von nachträglich nothwendiger Herstellung einer Fluthbrücke in Folge Wolkenbruchs.

Zu den aussergewöhnlichen Arbeiten, welche an gewölbten Brücken vorkommen können, gehört die Hebung des Gewölbes wegen unzulänglicher lichter Höhe unter der Brücke. Eine solche Hebung um 0,43 m wurde an einem 10 m weiten Gewölbe einer Brücke über den französischen Ost- (Rhein-Marne-) Kanal bei Frouard ausgeführt. Dasselbe hatte 1,3 m Pfeil und 0,88 m Scheitelstärke. Es wurden eiserne Lehrbögen in 1,3 m Abstand von einander untergebracht und diese durch Schrauben, die auf den Leinpfaden standen, angehoben. Das Gewölbe erhielt allerdings 8 Risse von 0,01 m mittlerer Weite. Nachdem dieselben jedoch mit Zement-Sand-Mörtel 1 : 2 der mit sehr feinem Sande angemacht war ausgegossen waren und das Gewölbe 8 Tage auf dem Lehrgerüst gestanden hatte, trat nach dem Ausrüsten nur eine Senkung von 0,0015 m ohne neue Rissebildung ein.[2])

Ferner kann man hierher die Sicherung von Viadukten gegen Senkungen durch darunter betriebene Bergwerke rechnen. In einem solchen Fall, beim Hermsdorfer Eisenbahn-Viadukt bei Waldenburg in Schlesien, konnte nur durch Einziehen von je 5 Schildmauern in einige Viaduktöffnungen endgültige Abhilfe geschaffen werden.[3])

---

[1]) Köpcke ist der Ansicht, dass nur durch Ueberdachung der Brücken dauernd wirksamer Schutz gegen Nässe geschaffen werden kann. (Civilingenieur 1889, S. 270. — Organ f. d. Fortschr. d. E. 1891, S. 208.)

[2]) Central-Bl. d. Bauv. 1884. S. 87.

[3]) D. Bztg. 1888. S. 365.

C. Massive Zwischenpfeiler von Balkenbrücken.

Wir können uns hier auf die Bestimmung der Abmessungen beschränken, da die Art der Ausführung, Verblendung, Steinschnitt usw. sich nicht von der der massiven Pfeiler für gewölbte Brücken unterscheidet. Es ist also dieserhalb auf S. 297—302 zu verweisen. Auch die Hilfsmittel zum Aufbau der Pfeiler, namentlich der hohen sind keine anderen als die bei den gewölbten Brücken auf Seite 314—319 schon besprochenen.

Für die obere Stärke massiver Zwischenpfeiler von Balkenbrücken ist eine grosse Zahl empirischer Formeln aufgestellt worden.

Röder[1]) setzte die obere Pfeilerstärke: $b = 0{,}54 + 0{,}2\,h$ Meter, vernachlässigte also die Oeffnungsweite, was nicht zu rechtfertigen ist und legte ein Hauptgewicht auf die Pfeilerhöhe h, was nur etwa für senkrecht aufgemauerte Pfeiler zutreffen würde.

Becker[2]) schlug vor: $b = 0{,}762 + 0{,}147\,h\sqrt[3]{\frac{l}{h}}$, worin l die Entfernung der Pfeilermitten von einander bedeutet. Diese Formel, welche, wenn man für bestimmte h die b als Ordinaten zu l als Abszissen aufträgt, eine nach oben konvexe Kurve ergiebt, passt selbstredend für manche Beispiele, ergiebt aber namentlich für grosse Höhen und mässige Spannweiten ganz unpassende Werthe, z. B. für den Viadukt Combe-Maran ($l = 40$, $h = 43{,}2$) $b = 6{,}95$, während die nicht einmal besonders kühne Ausführung 2,7 m zeigt. Wie schon Fränkel[3]) hervor hebt, braucht die Höhe h nicht in der Formel für die obere Pfeilerstärke vorzukommen. Dies trifft wenigstens zu, wenn man nicht durch irgend welche Umstände gehindert ist, dem Pfeiler einen solchen Anlauf (allmählich Verbreiterung nach unten) zu geben, als die Zunahme des Drucks und die wagrecht auf den Pfeiler wirkenden Kräfte verlangen.

Die Meyer'sche Formel[4]): $b = 1{,}5 + \frac{l^2}{2000}$ hält sich von dem letzterwähnten Vorwurf frei und kann bis zu 80 m Weite eine Menge ausgeführte Brücken als Belege für sich anführen. Bei 107,9 m Weite trifft die Pfeilerstärke der Viktoria-Brücke bei Montreal (7,32 m) genau mit der Formel zusammen. Ja sogar bei $l = 150$ bleibt die Britannia-Brücke mit ihrer oberen Pfeilerstärke noch über dem Werth der Meyerschen Formel (12,75). Dennoch zeigt die im Gegensatz zn Becker nach oben konkave Kurve der b nach dieser Formel, etwa von $l = 50$ an, ein für neuere Anschauungen viel zu starkes Ansteigen. Es ist also durchaus gerechtfertigt, wenn in der oben angeführten Quelle die Giltigkeit der Formel auf Spannweiten bis etwa 50 m beschränkt wird.

Wenn Fränkel[5]) von einer guten Formel für die obere Pfeilerstärke die Form: $b = \alpha + \beta\,l + \gamma\,l^2 + \delta\,v\,h_1\,l$ verlangt, worin h_1 die Höhe des höchsten Hochwassers über der Flusssohle, v die grösste Hochwasser-Geschwindigkeit bedeuten soll, so kann man den drei ersten Gliedern wohl zustimmen, wenn die Koëffizienten α, β und γ sämmtlich positiv gewählt werden. Denn da das Gewicht des eisernen Ueberbaues von Eisenbahnbrücken für die Spannweite: $l = m\,l + n\,l^2$ gesetzt werden kann, erscheint eine ähnliche Form für den Ausdruck der Pfeilerstärke nicht unbegründet. Wenn freilich Fränkel seine Koëffizienten so bestimmt, dass $b = 0{,}26 + 0{,}061\,l - 0{,}00058\,l^2 + 0{,}0009\,v\,h_1\,l$ sein soll, so können dieselben nicht unbeschränkt angewendet werden. Sie führen wegen des negativen Vorzeichens des dritten Gliedes für einen gewissen Werth von l zu einem Maximum, nach welchem dann b wieder abnimmt (und z. B. für $h_1 = o$ bei $l =$ etwa 110 wieder $= o$ wird). Ob es erforderlich ist, der oberen Pfeilerstärke einen der Hochwassertiefe und Geschwindigkeit proportionalen

---

[1]) Praktische Darstellung der Brückenbaukunde von A. Röder (Darmstadt 1821).
[2]) Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange von M. Becker (Stuttgart 1858).
[3]) D. Bztg. 1877. S 145.
[4]) D. Bztg. 1874. S. 375.
[5]) A. a. O.

Zuschlag zu geben, erscheint fraglich, da dem Stoss des Wassers weit eher durch die Länge des Pfeilers entgegen zu wirken sein würde. Auch würden wir ein solches Zuschlagsglied nicht der Weite l proportional machen, da die Kraft des Stromes doch nicht mit der Weite der Brückenöffnungen wachsend gedacht werden kann.

Der Versuch, die 3 ersten Fränkel'schen Koëffizienten einer Anzahl neuerer Ausführungen entsprechend zu bestimmen, führt zu der Erkenntniss, dass der Einfluss der ersten Potenz von l bei weitem den der zweiten über-, wiegt. Bedenkt man dann noch, dass eine streng wissenschaftliche Herleitung der oberen Pfeilerstärke nicht wohl möglich ist, dass dieses Maass vielmehr von vielen zum Theil zufälligen Umständen abhängt, so dürfte Weiss[1]) Recht haben, der eine verwickeltere Form als: $b = \alpha + \beta l$ für die in Rede stehende Formel nicht für erforderlich hält.

Weiss setzt: $b = 1 + 0{,}03\, l$ für $l \leqq 50^{\text{m}}$ und: $b = 2 + 0{,}01\, l$ für $l \geqq 50^{\text{m}}$, wozu zu bemerken ist, dass l, wenn zwei ungleiche Oeffnungen an einander grenzen, die Weite (v. Pfeilermitte z. Pfeilermitte) der grösseren von beiden bedeuten soll.

Diese Formeln ergeben brauchbare Werthe. Doch würde mit Rücksicht auf die oben erwähnte Art der Zunahme des Eigengewichts eiserner Brücken eine stärkere Zunahme von b bei grösseren Werthen von l eher zu rechtfertigen sein als eine schwächere.

Im Hinblick auf die erwähnten Zufälligkeiten, die bei der Bestimmung der oberen Pfeilerstärke mitwirken, möchten wir in der Einfachheit der empirischen Formel noch weiter gehen als Weiss und die Koëffizienten α und β für alle Spannweiten gleich annehmen. Dagegen werden sie verschieden zu wählen sein, je nachdem ein festes Quadermaterial zur Verfügung steht oder man sich mit weniger gutem Ziegel oder Bruchsteinmauerwerk begnügen muss. Auch kommt es auf die Konstruktion der Auflager an, welche im allgemeinen bei kontinuirlichen Trägern eine geringere Pfeilerbreite beanspruchen als bei Einzelträgern.

Setzt man:

$$b = 1 + 0{,}0125\, l \;\ldots\ldots \qquad (1)$$

so bezeichnet dieser Ausdruck so ziemlich die untere Grenze der bisherigen Ausführungen. Einige Beispiele, die diesem Ausdruck nahe kommen, sind:

Name der Brücke	l	b ausgeführt	b nach Formel (1)	Veröffentlichung der Brücke
Frankenwerft-Unterführung neben der Kölner Rheinbrücke	20,9	1,05	1,26	Z. f. B. 1863.
Eingl. Eisenbahn-Brücke über die Ems bei Weener (kleine Oeffnungen) . .	15,375	1,125	1,193	Z. f. Bauk. 1884.
Säulen-Strompfeiler der Spreebrücke der Berliner Stadtbahn bei Bellevue . .	26,46	1,3	1,33	Z. f. B. 1884.
Missouri-Brücke bei Plattsmouth . .	122,5	2,54	2,53	Scientif. Americ. 1881 II. 4536.

Die Formel (1) bleibt unter der Weiss'schen, in max bei $l = 50$ um $0{,}575^{\text{m}}$ Sie würde erst bei $l = 400$ mit jener zusammen treffen.

Eine zweite Abstufung der Formel, nämlich der Ausdruck:

$$b = 1 + 0{,}025\, l \;\ldots\ldots \qquad (2)$$

lässt sich durch folgende neuere Beispiele belegen:

[1]) Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure, 1880. S. 179.

Name der Brücke	l	b ausgeführt	b nach Formel (2)	Veröffentlichung der Brücke
Weisseritz-Brücke bei Dresden (schief in Richtung der Bahn)	18,33	1,5	1,46	D. Bztg. 1877. S. 146.
Eisenbahnbrücke über die grosse Erlauf	25,36	1,5	1,63	A. B. Z. 1879.
Uferpfeiler der Spreebrücke der Berliner Stadtbahn bei Bellevue (schief 45 ^{0})	26,46	1,6	1,66	Z. f. B. 1884.
Eingl. Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener (grosse Oeffnungen) . .	50,125	2,253	2,125	Z. f. Bauk. 1884.
Strassenbrücke der Avenue Girard in Philadelphia	60,03	2,7	2,5	Comolli.
Eissenbahnbrücke über die Elbe bei Aussig	74,0	3,0	2,85	A. B. Z. 1874.
Eisenbahnbrücke über den Monongahela bei Pittsburg	80,36	2,87	3,01	Engg. 1880 II.
Hölz. Eisenbahnbrücke, System M. Callum über den Delaware	82	2,75	3,05	Z. f. B. 1862.
Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen	101,11	3,6	3,53	D. Bztg. 1877. S. 146.
Eisenbahnbrücke über die Wolga bei Syzran	112	3,86	3,80	Engg. 1880. II.

Die Formel (2) nähert sich am meisten der Weiss'schen, deren Linie sie bei $l = 66{,}67$ schneidet. Bei $l = 50$ liegt sie nur um 0,25 tiefer, bei $l = 100$ um 0,5 höher, bei $l = 200$ bereits um 2 ^{m}.

Nimmt man eine der grössten neueren Brücken, den Grand River Viadukt der Credit Valley Bahn in Canada zum Ziel, so erhält man die Formel:

$$b = 1 + 0{,}035\, l \; . \; . \; . \; . \; , \qquad (3)$$

welche sich durch folgende Tabelle belegen lässt:

Name der Brücke	l	b ausgeführt	b nach Formel (3)	Veröffentlichung der Brücke
Waag-Brücke bei Tornocz (älterer Theil)	32,24	2,213	2,13	A. B. Z. 1871.
Werra-Brücke bei Eschwege	32,54	2,2	2,14	Z. f. B. 1880.
Saale-Brücke bei Bernburg	33,74	2,35	2,18	Z. f. B. 1867.
Viadukt von Combe Maran	40	2,7	2,4	Nouv. ann. 1878.
Szamos-Brücke bei Szatmar	47,3	2,5	2,66	A. B. Z. 1879.
Rhein-Brücke bei Kehl	59	3	3,07	Z. f. B. 1860.
Kübelbach-Viadukt bei Aach (Württb.)	60	3,5	3,1	Z. f. Bauk. 1884.
Ettenbach-Viadukt bei Aach (Württb.)	60	3	3,1	Z. f. Bauk. 1884.
Weser-Brücke bei Corvey (70 ^{0} schief) .	60,08	3,14	3,10	Z. f. B. 1867.
Donau-Brücke bei Marienort	66,6	3,6	3,33	A. B. Z. 1873.
Inn-Viadukt bei Kinigswart	69	3,5	3,42	Z. f. Bauk. 1878.
Internationale Niagara-Brücke . . .	75,59	3,5	3,65	Comolli.
Ohe-Viadukt bei Regen	77	4	3,7	Z. f. Bauk. 1881.
Empress-Brücke über den Sutlej . .	80,51	4,27	3,82	Engg. 1878.
Mosel-Brücke bei Eller (67 ^{0} schief) .	90,12	4,25	4,15	Z. f. B. 1883.
Mosel-Brücke bei Bullay	89,37	4,37	4,26	Z. f. B. 1884.
Leck-Brücke bei Kuilenburg	157	7	6,25	—
Grand River Viadukt in Canada . .	167,16	7,17[1])	6,85	Engg. 1880. II.

[1]) Maass aus der Zeichnung abgegriffen.

Die obere Pfeilerstärke grösser als nach der Formel (3) anzunehmen dürfte in der Regel nicht erforderlich sein. Doch finden sich zahlreiche Brücken und zum Theil aus der neuesten Zeit, deren Stärke durch die Gleichung:

$$b = 1 + 0{,}05\, l \ldots \quad (4)$$

annähernd gegeben wird, oder noch über der durch diese Gleichung bestimmten Linie liegt.

Wir stellen einzelne dieser Brücken zusammen:

Name der Brücke.	l	b ausgeführt	b nach Formel (4)	Veröffentlichung der Brücke
Pfeilerbahn am Hafen in Saarbrücken	5,81	1,26	1,29	Z. f. B. 1866
Eingl. Eisenbahnbrücke über den rothen Main bei Neuenreuth	16,53	1,75	1,83	Z. f. Bauk. 1882
Brahe-Brücke bei Czerzk, 58° 29′ schief	26,36	2,51	2,32	Z. f. B. 1861
Brücke über die Zwickauer Mulde bei Rochsburg, schief etwa 58° 20′ . .	36,16	3	2,80	D. Bztg. 1877. S. 146
Elbe-Brücke bei Meissen	56,6	4	3,83	Z. f. B. 1868
Zweigl. Elbe-Brückeb. Barby, Strompfeiler	67,6	4	4,38	Z. f. B. 1883
„ „ „ „ Fluthpfeiler	35	2,6	2,75	
Elbe-Brücke bei Hämerten	67,79	4,39	4,39	Z. f. B. 1868
Elbe-Brücke bei Dömitz	69,67	4,55	4,48	Z. f. Hann. 1876
Rhein-Brücke bei Köln	104,52	6,28	6,23	Z. f. Bauk. 1882

Die Länge der Pfeileroberfläche hängt von dem Abstand der Hauptträger der Eisenkonstruktion ab, diese aber bei Strassenbrücken von der verlangten Strassenbreite und der Gurtungsbreite, bei Eisenbahnbrücken ausser letzterem Maass von der Lage der Hauptträger, ob unter oder neben dem Gleise und vom freien Profil der Bahn, welches bekanntlich in seinem oberen Theil für 1 Gleis eine lichte Breite von 4 m, für 2 Gleise eine solche von mindestens 7,5 m erfordert (Maasse, welche bei eisernen Brücken in Kurven, auf denen das Gleise zwischen den Hauptträgern liegt, entsprechend zu vergrössern sind).

Für die Gurtungsbreite stellt Weiss[1]) auf Grund ausgeführter Beispiele eingleisiger Brücken die Formel auf: $b = 0{,}15 + 0{,}007\, l$, worin l die Stützweite der Brücke ist. Die Formel giebt aber noch für zweigleisige Brücken gute Werthe und zwar für die grösste Gurtungsbreite, welche nach den Auflagern bekanntlich bei einigermassen grossen Brücken abzunehmen pflegt.[2]) Die gusseisernen Auflagerplatten kann man nach Winkler: $a = 0{,}32 + 0{,}007\, l$ lang und $b = 1{,}5\, g = 1{,}5\,(0{,}15 + 0{,}007\, l)$ breit machen, die Auflagerquadern $a^1 = 1{,}25\, a$ lang, $b^1 = 1{,}25\, b$ breit.

Diese Formeln ergeben z. B., wenn man das Eigengewicht einer 100 m weiten Brücke nach der Formel: $700 + 30\, l$ f. 1 m Gleise rechnet, an der Unterfläche der Auflagersteine einen Druck f. 1 qcm bei eingleisigen Brücken 4,55 kg[3]) bei zweigleisigen Brücken 9,1 kg.

Die Grössen der Auflagerplatten und Quader sind also beim speziellen Entwurf den vorhandenen Belastungen und der zulässigen Inanspruchnahme des zur Verfügung stehenden Materials entsprechend zu bestimmen. Immerhin geben die Formeln einigen Anhalt, wenn es darauf ankommt, die betreffenden Grössen zur Bestimmung der oberen Pfeilerfläche zu gebrauchen.

Ueber die äussere Fläche der Auflagersteine hinaus wird die Oberfläche des Pfeilers, wenn dieselbe rechteckig ist noch um 0,5 bis 1 m nach jeder Seite

[1]) Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1880. S. 180.

[2]) Z. B. Mosel-Brücke bei Eller (zweigl. Stützm. 88 m), grösste Breite der oberen Gurtung: ausgeführt 0,7 m, nach der Formel: 0,766 m.

[3]) Bei einer Brücke der Strecke Nordhausen-Wetzlar ergab sich dieser Druck = 6,4, bei einer andern = 5,5 kg. (Z. f. B. 1880. S. 249, 266.)

verlängert. Bei Pfeilern, die mit spitzbogigen oder halbkreisförmigen bis oben hinauf reichenden Vorköpfen versehen sind, können diese gleich an der Aussenfläche der Auflagersteine ansetzen, Fig. 193. Wenn die Mittelpunkte der Spitzbogenhälften in den gegenüber liegenden Bogenanfangspunkten liegen, ist $m = 0{,}866\, b$, Fig. 194.

Für die weiteren Verhältnisse der Pfeiler giebt Weiss (a. a. O.) folgende Regeln, welche für Bauwerke bis zu etwa 30 m Pfeilerhöhe gelten sollen. Die Fläche der Fundamentsohle, Fig. 195, soll sein:

Fig. 193. Fig. 195. Fig. 196.

Fig. 194.

a) bei zweigleisigen Brückenpfeilern:

$$F = 20 + 0{,}8\, l \text{ und } \frac{B}{S} = 4,$$

b) bei eingleisigen Brückenpfeilern:

$$F = 20 + 0{,}4\, l \text{ und } \frac{B}{S} = 2{,}6.$$

Dem Pfeilerschaft giebt Weiss einen Anlauf von $\frac{1}{40}$, also $nh = 0{,}025\, h$, Fig. 196. Den Absatz a macht er $= 0{,}4$ bis $0{,}6$.

Die Pfeiler des Kübelbach-Viadukts der württembergischen Gäubahn (Schopfloch-Freudenstadt) haben einen Anlauf 1 : 30. Bei ihnen ist die Berechnung der Kantenpressungen in den verschiedenen Höhen unter Berücksichtigung eines Winddrucks von 150 kg f. 1 qm durchgeführt. Der Ueberbau ist zunächst eingleisig. Doch ist, da die obere Pfeilerlänge 7,5 m beträgt, auf späteren zweigleisigen Ausbau Bedacht genommen. Es ergaben sich folgende Pressungen f. 1 qcm:

Doppelbahn:	Fundamentoberfläche	10,1 kg
„	Fundamentsohle	7,5 „
Eingl. Ueberbau	Fundamentoberfläche	10,5 „
„ „	Fundamentsohle	7,0 „

Die gewählte Pfeilerlänge war also nicht allein durch die Rücksicht auf das spätere zweite Gleis sondern schon durch den Winddruck bedingt.[1])

Es gilt dies indess nur von der Sohlenlänge. Denn die Pfeileroberfläche hätte man kürzer machen können wenn man den Anlauf verstärkt hätte.

Um die Kantenpressungen bei hohen Pfeilern genau zu ermitteln, muss man nicht nur den Winddruck, sondern auch die Zugkraft oder Bremswirkung der Züge, welche durch Vermittelung des Ueberbaues als wagrechte Kraft in der Bahnrichtung am Pfeilerkopf angreift, berücksichtigen.[2])

D. Hölzerne Brücken.

I. Möglichkeit der Anwendung und Dauer hölzerner Brücken.

Hölzerne Brücken sind in Deutschland für Eisenbahnen schon seit 1856 durch die vereinbarten „Grundzüge zur Gestaltung der Eisenbahnen“ für endgiltige, Gleise tragende Bauwerke ausgeschlossen[3]) und nach § 2 der Normen für die Konstruktion und Ausrüstung der Eisenbahnen Deutschlands vom 12. Juni 1878 ist „die Ausführung hölzerner, zum Tragen von Eisenbahngleisen bestimmter Brücken mit Genehmigung der Landesaufsichtsbehörde nur ausnahmsweise gestattet“.

So werden hölzerne Brücken in Deutschland und den meisten anderen europäischen Ländern endgiltig fast nur noch für Strassen und kaum mehr für Eisenbahnen ausgeführt. Letzteren dienen sie nur noch aushilfsweise, z. B. im Kriege.

---

[1]) Z. f. Bauk. 1884 Sp. 162.
[2]) Vergl. u. a. Brennecke. D. Bztg. 1855. S. 355 und 1887. S. 99.
[3]) A. B.-Z 1871, S. 76.

Nach einer Veröffentlichung des Reichs-Eisenbahnamtes, welche Steiner anführt,[1]) gab es bis einschl. 1881 in den Eisenbahnen Deutschlands:

152 hölzerne Brücken 2 bis 10 m Lichtweite
8 „ „ 10 „ 30 „ „
5 „ „ über 30 „ „

Die meisten hölzernen Eisenbahn-Brücken dürften sich innerhalb Europas noch auf österreichischen, insbesondere ungarischen Linien finden. Doch geht man jetzt auch dort in grossem Umfange mit dem Ersatz der hölzernen Brücken durch steinerne oder eiserne vor, eine Bewegung, die durch den Brückeneinsturz von Essegg einen neuen Antrieb erhalten hat.[2])

Unter Umständen kann es vortheilhaft sein, die Brücken einer neu zu erbauenden Bahnlinie aus Holz herzustellen, um die Anlagekosten möglichst niedrig zu halten und die Bauzeit zu verkürzen. Ja man baut hölzerne Viadukte an Stelle von Dämmen. Der Zukunft bleibt es dann überlassen, Ersatz durch dauerhaftere Bauwerke oder Erdschüttungen zu schaffen. So verfuhr man beispielsweise beim Bau der oldenburgischen Eisenbahnen und verfährt man vielfach heute noch in Amerika. Für Europa empfiehlt Pontzen[3]) dasselbe Verfahren und für Verhältnisse, welche den amerikanischen ähnlich sind, mag dies auch vortheilhaft sein. Selbstredend sind bei der, für endgiltige gleisetragende Brücken von Haupteisenbahnen bei uns zu Lande, wie oben erwähnt ausgeschlossenen Erwägung, ob Holz angewendet werden soll, die Unterhaltungskosten und die Rücksichten auf die kürzere Dauer dieses Materials zu beachten.

Die Dauer des Holzes nimmt Winkler[4]) für die im Trocknen befindlichen Theile beim Nadelholz zu 15 bis 20 Jahren, beim Eichenholz zu 30 bis 40 Jahren an. Die abwechselnd nass und trocken werdenden Theile haben eine kürzere, die fortwährend vom Wasser bedeckten eine ausserordentlich lange Dauer (etwa tausendjährig.)

Die vorstehenden Angaben sind Mittelwerthe,[5]) welche bei Verwendung ungeeigneten Holzes lange nicht erreicht, im entgegengesetzten Fall und bei sorgfältiger Unterhaltung bisweilen nicht unerheblich überschritten werden. Einige Beispiele mögen dies darthun.

Weiches, grobjähriges Holz, dem Witterungswechsel ausgesetzt, dauert nur 3 Jahre. Aehnliches Holz enthielt die provisorische eingleisige Eisenbahnbrücke über die Waag bei Tornocz — 1850 erbaut — welche bereits nach 5 Jahren so schadhaft war, dass sie nur mit grossen Kosten erhalten werden konnte.[6])

Die hölzernen, zweigleisigen, etwa 7,2 m über Nullwasser hohen Donaubrücken der Kaiser Ferd.-Nordbahn bei Wien erforderten von 7 zu 7 Jahren einen Umbau und veranlassten dadurch in den Jahren 1837 bis 1873 einen jährlichen Kostenaufwand von rund 115 M. f. 1 m oder 16 M. f. 1 qm Aufrissfläche. Die Anlagekosten hatten rund 457 M. f. 1 m oder 63 M. f. 1 qm Aufrissfläche betragen.[7])

Die „innere" Donaubrücke (Strassenbrücke) bei Straubing war nach 19 Jahren (1857—76) an der Wetterseite schon so angefault, dass man den Ersatz der Streckbäume der Howe'schen Träger durch Eisen beschloss, was 1878 ausgeführt wurde.[8])

Die hölzernen Brücken der hannov. Staatsbahn über die Ilmenau bei Lüneburg und über die Aller bei Verden wurden nach etwa 15 jährigem Bestehen (1846—61) allerdings nicht ausschliesslich wegen Reparatur-Bedürftigkeit sondern bei Gelegenheit der Herstellung des 2. Gleises durch Massivbauten ersetzt.[9])

Die hölzerne Brücke der Niederschlesisch-Märkischen-Eisenbahn über den Flackensee bei Erkner musste wegen Baufälligkeit nach 16 Jahren (1841—57) einem eisernen Ueberbau weichen.[10])

---

[1]) Zeitschr. d. öst. Ingen.- u. Archit.-Ver. 1883, S. 7.
[2]) Steiner a. a. O.
[3]) Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 25.
[4]) „Die hölzernen Balken-Brücken" 2. Auflage, Heft I, S. 10.
[5]) Etwas niedrigere Angaben giebt das Handb. d. Ing. Wiss. (II. 1. S. 270) auf Grund der Erfahrungen der hannov. Staatsbahn.
[6]) A. B.-Z. 1871.
[7]) Rziha E. U. u. O. B. II. S. 137.
[8]) Z. f. Bauk. 1880, S. 359.
[9]) Z. f. Hann. 1861 u. 63.
[10]) Z. f. B. 1859 S. 37.

Eine im Jahre 1869 erbaute, ganz im Trocknen liegende Fussgänger-Brücke der Berliner Verbindungbahn musste nach 16 Jahren einer der Erneuerung ziemlich gleich kommenden Ausbesserung unterzogen werden.

Verhältnissmässig gut hielt sich — abgesehen von der Fahrbahn, welche häufig erneuert werden musste — das Holz bei der „Ferdinandsbrücke" über dem Donau-Arm in Wien. Die Brücke wurde 1819 erbaut. Von den aus Fichtenholz hergestellten Trägern wurden

4	Stück	(8 %)	nach	23	Jahren	(1842) beseitigt,
14	„	(27 %)	„	31	„	(1850) „
17	„	(33 %)	„	45	„	(1864) „
7	„	(13 %)	„	56	„	(1875) „
42	„	(81 %)	„	56	„	während noch 10 Träger oder

19 % als zur weiteren Benutzung tauglich befunden wurden.[1])

Erwähnung in demselben Sinne verdient die 1849—51 erbaute eingleisige Eisenbahnbrücke bei Wittenberge mit 3 Oeffnungen je 39,86 m und 11 Oeffnungen je 53,75 m lichtweit (zwischen den Mauerlatten), sämmtlich mit Howe'schen Trägern überdeckt, welche erst 1884 durch Eisen-Ueberbau ersetzt wurden. (Z. f. B. 1852. S. 62).

Als eine Holzbrücke, die ausnahmsweise lange gehalten hat, führen Lavoinne und Pontzen (I S. 120) die über den Delaware bei Trenton in der Pennsylvania-Bahn (Philadelphia—New-York) an. Sie wurde 1803 erbaut mit 5 Bogenöffnungen von 50 bis 62 m Weite. Nachdem sie 1848 durch Hinzufügung fernerer Bögen, welche die Fahrbahn durch Hängestangen tragen helfen, verstärkt worden war, hat sie bis 1874 gehalten, wo sie durch eine Eisenbrücke ersetzt wurde. Sie war aus Yellow Pine-Holz erbaut. (Abgebildet z. B. in Schwarz, Brückenbau III Taf. 17).

II. Grundlagen für die statische Berechnung.

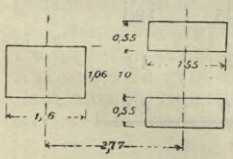
a) Belastungen.

Zu dem Entwurf einer hölzernen Brücke sind zunächst die Grundlagen für die statische Berechnung zu beschaffen. Dahin gehört in erster Linie das Gewicht des Holzes. Beachtet man, dass für den Brückenbau von den Nadelhölzern die Fichte, Kiefer, Lärche und Tanne, von den Laubhölzern fast nur die Eiche und allenfalls auch die Buche (zu Fahrbahnbelägen usw.) in Frage kommen, so kann man folgende Mittelwerthe der spezifischen Gewichte annehmen:

Nadelholz: grün 0,86, lufttrocken 0,55, Mittel 0,71,
Laubholz: grün 1,00, lufttrocken 0,74, Mittel 0,87.[2])

Genau genommen muss man die der Nässe mehr ausgesetzten Brückentheile, z. B. den Belag, mit den höheren, die geschützten mit den niedrigeren Gewichten in die Rechnung einführen.

Fig. 197.



1 cbm Beschotterung kann = 1800 bis 2000 kg angenommen werden.

Hinsichtlich der in Rechnung zu ziehenden Verkehrslasten verweisen wir auf die Angaben S. 269.

Bei Strassenbrücken und Ueberführungen von Strassen über Eisenbahnen thut man gut, vor Aufstellung des Entwurfs an Ort und Stelle Erkundigungen über die schwersten zu erwartenden Fuhrwerke einzuziehen, damit man nicht unnöthig stark oder zu schwach baut. So würde es bei Feldweg-Ueberführungen, die höchstens von beladenen Erntewagen befahren werden, ungerechtfertigt sein, mit grösseren Lasten, als denen solcher Wagen zu rechnen, desgleichen bei Ueberführungen steiler Gebirgswege gleich grosse Lasten anzunehmen, wie bei Bauwerken in der Ebene.

Andererseits ist bei Chaussee-Brücken auf die Walzen, insbesondere unter Umständen auf die Dampfwalzen Rücksicht zu nehmen. Fig. 197 zeigt die Grund-

[1]) Pontzen, Zeitschr. d. öst. I.- u. A.-V. 1876, S. 33.
[2]) Diese Angaben stimmen nahezu mit denen von Winkler, Die hölzernen Balken-Brücken, S. 13.

rissanordnung und Maasse einer Berliner Dampfwalze. Die Last der beiden Treibwalzen zusammen ist = ... 13050 kg
die der Laufwalze = ... 10080 „
mithin die der ganzen Dampfwalze . . . . . 23130 kg[1])

Bei Brücken für Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung ist die bewegliche Belastung dem für die Bahn in Aussicht genommenen Lokomotiven-System entsprechend zu wählen, sofern nicht (bei normalspurigen Sekundärbahnen — für den Kriegsfall) auf ansnahmsweise Befahrung mit schweren Lokomotiven Bedacht genommen werden muss.

b. Zulässige Inanspruchnahme.

Die zulässige Inanspruchnahme des Holzes hat man bisher vielfach durchschnittlich = 70 kg/qcm in endgiltigen und 120 bis 130 kg in zeitweiligen Bauwerken angenommen, ohne einen Unterschied zwischen Zug und Druck sowie zwischen den durch ruhende und bewegliche Last hervor gerufenen Spannungen zu machen.[2]) Es ist jedoch zu beachten, dass die Festigkeit des Holzes auf Zug und Druck nicht gleich ist. Winkler[3]) nimmt daher für solche Theile, die auf Biegung in Anspruch genommen werden, einen Koëffizienten für Biegungsfestigkeit an, der zwischen dem für Zug und dem für Druck geltenden liegt. Um die Stösse und die wiederholte Beanspruchung zu berücksichtigen, setzt er die zulässige Inanspruchnahme für die Flächeneinheit von Bautheilen die entweder nur auf Zug oder nur auf Druck (Biegung in gleichem Sinne) beansprucht werden,

$$K_1 = N_0 + m\,N_1$$

worin N_0 die durch die ruhende, N_1 die durch die bewegliche Last hervor gerufene spezifische Spannung, m einen die Stösse und die wiederholte Inanspruchnahme berücksichtigenden Koëffizienten bedeutet, der für Holz bei Eisenbahnbrücken in den mittelbar belasteten Theilen = 1,3, in den unmittelbar belasteten Theilen = 1,4; bei Strassenbrücken beziehungsweise = 1,2 und 1,3 gesetzt wird.

Indem Winkler nun K_1 für bleibende Bauwerke $= \frac{1}{5,5}$ bis $\frac{1}{7,5}$, für zeitweilige $= \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{6,5}$ der Bruchfestigkeit annimmt, giebt er folgende Tabelle für K_1

Beanspruchungsweise	Bleibende Bauwerke		Zeitweilige Bauwerke	
	Nadel-Holz	Eichen-Holz	Nadel-Holz	Eichen-Holz
Zugfestigkeit	105	120	120	140
Druckfestigkeit	70	80	80	95
Biegungsfestigkeit für den rechteckigen und kreisförmigen Querschnitt . .	90	105	105	120
Schubfestigkeit parallel zur Faser	6	10	7	12
Schubfestigkeit senkrecht zur Faser	35	35	40	40
	für 1 qcm.			

c. Knickfestigkeit.

Bei den gedrückten Stäben ist die Gefahr des Zerknickens zu berücksichtigen. Bei kurzen Stäben ist die Formel: $P_1 = DF$ maassgebend, in welcher D die spezifische Bruchbelastung für Druck, F den Querschnitt des Stabes und P_1 die

[1]) Anderweite, sehr eingehende Angaben über Walzengewichte, spezif. Druck usw. derselben s. in dem betr. Theil des „Strassenbaues“ im gegenwärtigen Bande u. a. S. 98.

[2]) Heinzerling (Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 290) rechnet bei Bohlenbelag für Eichenholz mit 66 kg, Kiefernholz 60 kg.

[3]) Die hölzernen Balkenbrücken S. 23 u. 24.

Last, welche den Stab zerdrückt, bedeutet. Bei langen, an beiden Enden frei, scharnierartig beweglichen (oder so gedachten) Stäben gilt die Formel $P = \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$, worin E der Elastizitätsmodul, J das kleinste Trägheitsmoment des Querschnitts, l die Stablänge und P die Last ist, welche den Stab zerknickt. Führt man noch einen Sicherheits-Koëffizienten, bei Holz gegen Zerknicken passend $^1/_{10}$, ein, so ist die Last p, die ein Stab mit Sicherheit tragen kann ohne zu knicken:

$$p = \frac{1}{10} \pi^2 \frac{EJ}{l^2}.$$

Setzt man: $E = 120\,000$,[1]) so ist für die am häufigsten vorkommenden Querschnitte (in Centimetern):

den kreisförmigen mit dem Durchmesser d: $p = 5800 \frac{d^4}{l^2}$

für den rechteckigen: $p = 9870 \frac{bh^3}{l^2}$

und für den quadratischen: $p = 9870 \frac{b^4}{l^2}$

Nimmt man die zulässige Druckinanspruchnahme = 100 an, so gilt für die Grenze der Anwendung der beiden Formeln (z. B. für quadratischen Querschnitt) die Gleichung:

$$100\, b^2 = 9870 \frac{b^4}{l^2}$$

$$l = \text{rund } 10\, b.$$

Kürzere Stäbe würden auf Druck, längere auf Zerknicken zu berechnen sein. —

Es soll hier auf die statische Berechnung der hölzernen Brücken nicht eingegangen werden. Es sei vielmehr auf die betr. Litteratur, z. B. auf Prof. Dr. Aug. Ritter „Elementare Theorie und Berechnung eiserner Dach- und Brückenkonstruktionen (Hannover, Karl Rümpler, 1870)“ verwiesen, welche auch auf Holzkonstruktionen angewendet werden kann.

Sehr eingehend und alle Besonderheiten des Holzbaues als solchen berücksichtigend behandelt die hierher gehörenden Berechnungen Prof. Dr. Winkler in seiner Theorie der Brücken und in seinem bereits oben angeführten Werk „Vorträge über Brückenbau, hölzerne Brücken (zweite Auflage, Wien, Karl Gerold's Sohn, 1887).“

In vielen Fällen wird eine überschlägliche Berechnung genügen. Hinabzugehen auf die unbedingt geringsten, zulässigen Stärken auf Grund peinlich genauer Berechnungen empfiehlt sich nur da, wo man einer in allen Einzelnheiten gewissenhaften Ausführung sicher ist, was bei Holzbrücken im allgemeinen seltener als bei eisernen zutreffen dürfte.

Besondere Sorgfalt ist schon beim Entwurf der hölzernen Brücken auf die Einzelheiten zu verwenden. Dieselben sind möglichst einfach zu gestalten. Am weitesten geht man in letzterer Hinsicht in Amerika, wo man mit Vorliebe stumpfe Stösse und ähnlich einfache Verbindungen anwendet und kaum andere Handwerkzeuge als die Säge, die Hacke und den Bohrer gebraucht.[2])

III. Balkenbrücken.

Die einfachste Art der hölzernen Balken-Brücken ist die, welche — abgesehen von eisernen Nägeln und Bolzen — ganz aus Holz hergestellt wird, nämlich:

---

[1]) Die Elastizitätsmoduls verschiedener Holzarten weichen nicht sehr von einander ab. Winkler giebt den Elastizitätsmodul für Holz im Mittel = 114 000 kg/qcm an, während er nach der Tabelle auf S. 236, Band I des Deutschen Bauhandbuchs für die in Betracht kommenden Holzarten im Mittel = 120 000 kg ist.

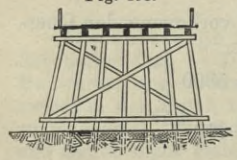
[2]) Lavoinnne et Pontzen.

a. Die Jochbrücke.[1])

Ein Joch ist (in seiner einfachsten Form) eine quer zur Brückenrichtung stehende Reihe eingerammter Pfähle, die oben durch einen Holm verbunden sind.

Bei Jochhöhen über 3 m verbindet man die Pfähle durch wagrechte Zangen oder durch ein wagrechtes und ein kreuzweise, strebenartig angeordnetes Zangenpaar Fig. 198. Das wagrechte Zangenpaar liegt meist in Niedrigwasser-Höhe. Bei Jochhöhen über 5 m[2]) tritt in Hochwasser-Höhe ein zweites wagrechtes Zangenpaar hinzu.

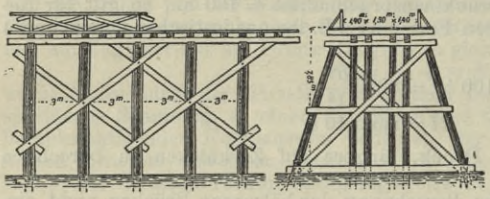
Fig. 198.



Als Beispiele von Jochbrücken für eine Eisenbahn geben wir die 1870 durch eine deutsche Eisenbahn-Abtheilung erbaute Kriegsbrücke über die Oise (Creil-Chantilly) Fig. 199,[3]) sowie die Kriegsbrücke über die Seille bei Cheminot.[4]) Fig. 200.

Bei der Einrammungstiefe der Jochpfähle ist nicht allein die Tragfähigkeit, sondern auch die Sicherheit gegen Auskolkungen zu berücksichtigen. In der Regel wird es genügen, die Pfähle so weit einzurammen, dass der im Boden steckende Theil $^1/_2$ bis $^1/_3$ der Gesammtlänge erreicht.[5]) Bei niedrigen und kurzen Jochen wird mehr das grosse, bei hohen und langen Jochen das kleinere Verhältnis zur Anwendung kommen.

Fig. 199.



Die Endpfähle des Joches rammt man, um die Steifigkeit quer zur Brücke zu erhöhen, geneigt gegen das Loth etwa 1 : 10 bis 1 : 8 (∢ 5° 43′ bis 7° 8′). Man hat bisweilen nur den mittelsten Pfahl senkrecht gestellt und die andern nach den Enden zu in allmählich zunehmender Neigung. Durch grössere Einfachheit und erleichterte Herstellung empfiehlt sich aber die Anordnung, nach welcher nur die beiden äussersten Pfähle geneigt, die übrigen senkrecht stehen.

Fig. 200.

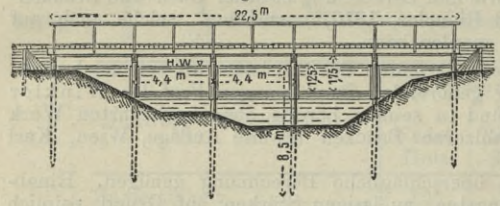
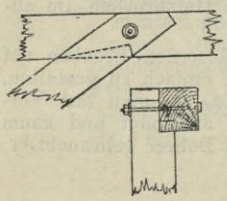


Fig. 201.



Die Pfähle greifen mit etwa 0,08 m langen Zapfen[6]) in die auf ihnen liegenden Holme ein. Da, abgesehen etwa von Fällen, in denen ein Eintauchen der Holme in das Hochwasser nicht ausgeschlossen scheint, Kräfte, die auf ein Abheben der Holme hinwirken nicht vorhanden sind, genügen diese kurzen Zapfen, welche durch Einschlagen hölzerner Nägel befestigt werden.

Wenn die Kreuz-Streben oder -Zangen bis an den Holm reichen, werden sie durch eine Ueberblattung nebst Schraubenbolzen damit verbunden, Fig. 201.

Gegen wagrechte Zangen stemmen sich die schrägen mit Versatzung. Ueberschneidungen der Zangen und Pfähle liegen ganz in der Zange.

---

[1]) Geschichtlich ist hier Caesar's Rheinbrücke zu erwähnen (v. Cohausen, Leipzig, 1867), welche unter Berücksichtigung ihrer auf dem vorübergehenden Zweck beruhenden Eigenart als Jochbrücke zu bezeichnen ist.

[2]) Becker's Brückenbau, S. 21. — [3]) D. Bztg. 1871. S. 233. — [4]) D. Bztg. 1872. S. 150.

[5]) Nach Winkler (Hölzerne Pfeiler S. 1) soll letzteres Verhältniss das durchschnittl. sein.

[6]) Nach Winkler sollen die Zapfen $^1/_2$ besser $^1/_4$ der Jochstärke zur Höhe haben.

Da der obere Theil der Pfähle und besonders der Theil zwischen dem höchsten und niedrigsten Wasserstand sehr dem Verfaulen ausgesetzt ist, während man von dem immer vom Wasser bedeckten unteren Theil der Pfähle eine sehr lange Dauer erwarten kann, so empfiehlt es sich vom Sparsamkeits-Standpunkte aus, die Pfähle unter dem niedrigsten Wasserstand mit einem Holm abzudecken und den oberen Theil des Joches selbständig darauf zu setzen, um ihn, unter Beibehaltung des unteren Theils, nach Bedarf erneuern zu können. Gegen Gefährdung durch Eisgang müssen aber die Joche gut gesichert werden.

Man muss den Holm und den oberen Theil des Joches sorgfältig gegen Auftrieb und gegen Abschieben durch Eis sichern. Dies wird am sichersten durch Flacheisen, die von den oberen Jochstielen bis zu den unteren Pfählen reichen und mit beiden verschraubt werden, herzustellen sein.

Setzt man den oberen Theil des Joches aus 2 gleichen, in der Mitte der Brücke in einer senkrechten Fuge zusammenstossenden Theilen zusammen, so kann man eine Hälfte der aufgesetzten Joche erneuern, während auf der anderen Hälfte der Brücke der Verkehr aufrecht erhalten bleibt.

Fig. 202.

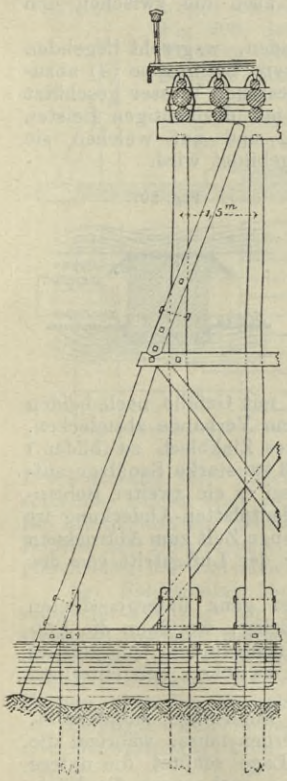
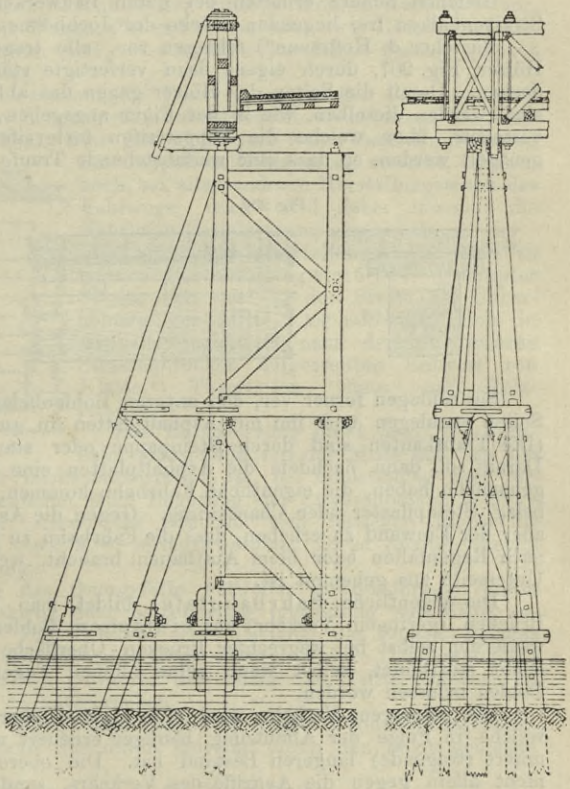


Fig. 203/204.



Durch Holzlaschen ist die Verbindung zwischen dem oberen und unteren Jochtheil bewirkt bei der Efterlöd-Brücke in Schweden. Dieselbe zeigt (bei 11,5 m grösster freistehender Jochhöhe) eine recht kräftige Versteifung quer zur Brückenrichtung, Figur 202.

Auf Standfestigkeit in der Längenrichtung der Brücke ist bei aufgesetzten Jochen nicht zu rechnen. Diese muss durch die an den Endwiderlagern ihren

Halt findende Fahrbahn oder durch Kopfbänder hergestellt werden. Oder es sind 2 neben einander stehende verbundene Pfahlreihen anzuwenden, wie bei der vorerwähnten schwedischen Brücke, wo die durch Howe-Träger überbrückte 20 m lichtweite Hauptöffnung durch solche Doppeljoche oder Pfeiler begrenzt wird, Fig. 203/204.

Zur Bildung der Fahrbahn der Strassen-Brücken werden auf die Holme der Joche die sogen. Strassenbalken aufgekämmt, am besten mit Kreuzkamm, welche, in der Längsrichtung der Brücke liegend, den quer zur Brücke gerichteten Bohlenbelag tragen.

Fig. 205.

Die Strassenbalken, entweder aus vollkantigem Holz oder aus oben und unten oder nur oben beschnittenem (beschlagenem) Rundholz hergestellt, Fig. 205, sind dem Verderben durch die zwischen den Belag-Bohlen eindringende Feuchtigkeit besonders ausgesetzt. Man schützt sie, indem man zunächst quer Brettstückchen oder Klötze und dann eine Längsbohle mit Wassernasen, Fig. 206, auflegt, welche den Belag aufnimmt.

Gleichen Schutz erhalten bei guten Bauwerken auch die zwischen den Strassenbalken frei liegenden Stücke der Jochholme.

Büsscher & Hoffmann[1]) schlagen vor, alle tragenden, wagrecht liegenden Hölzer, Fig. 207, durch eigens dazu verfertigte stärkere Steinpappe (*d*) abzudecken. Damit die Seiten der Hölzer gegen das abfliessende Wasser geschützt sind, werden dieselben, wie in der Figur angegeben, mit dreikantigen Leisten versehen, über welche die Pappstreifen fortgreifen, und auf welchen sie genagelt werden, so dass eine weitabstehende Traufe gebildet wird.

Fig. 206.

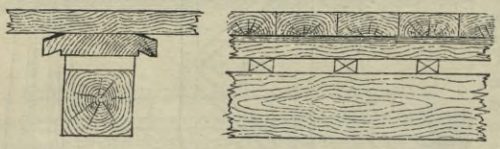
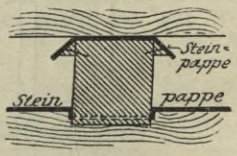


Fig. 207.



Sie schlagen ferner vor, den unteren Bohlenbelag mit Gefälle nach beiden Seiten anzulegen und ihn mit Asphaltplatten in gutem Verbande abzudecken. (Die Traufkanten sind durch Steinpappe oder starkes Zinkblech zu bilden.) Darauf soll dann, nachdem die Asphaltplatten eine 13 mm starke Sandlage aufgenommen haben, die eigentliche Fahrbahn kommen, sei es ein zweiter Bohlenbelag, Steinpflaster oder Chaussirung. Gegen die Asphaltplatten-Abdeckung ist aber der Einwand zu erheben, dass die Fahrbahn zu lange Zeit zum Abtrocknen nach Regenfällen oder beim Aufthauen braucht, weil der Luftzutritt von der Unterseite aus gehemmt ist.

Die eigentliche Fahrbahntafel bildet man bei ganz untergeordneten Brücken (geringem Verkehr) aus einfachem Bohlenbelag, wo dann die Entwässerung selbst bei wagrechter Brücken-Oberfläche (mangelndem Quergefälle) leicht stattfindet, selbst wenn keine offenen Fugen zwischen den einzelnen Bohlen belassen werden.

Bei stärkerem Verkehr wird eine zweite, obere Bohlenlage aufgebracht, welche in Folge der Abnutzung häufiger erneuert werden muss, während die untere (tragende) längeren Bestand hat. Die obere Lage schützt die untere nicht allein gegen die Angriffe des Verkehrs, sondern auch gegen die Nässe und ermöglicht einen besseren Schutz der ganzen Brücke in dieser Hinsicht (z. B. durch die oben erwähnte Pappzwischenlage).

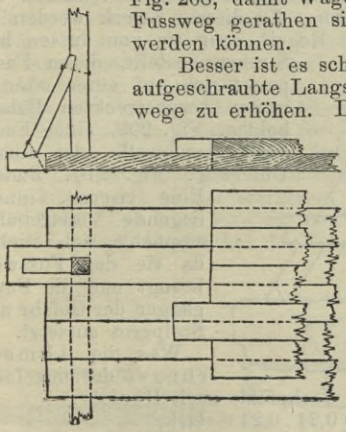
Das Material des oberen Belages muss nach der Stärke des zu erwartenden Verkehrs bestimmt werden. Bei schwachem wird Kiefernholz genügen, bei

[1]) Mittheilungen über die wasserdichten Baumaterialien (Eberswalde 1870) S. 57.

starkem muss man Eichenholz[1]) oder noch härtere Hölzer verwenden. Auf der Strassenfahrbahn der festen Rheinbrücke bei Köln (Unterbelag 8 cm, Oberbelag 6,5 cm, Verkehr pro Tag auf der 5 m breiten Fahrbahn etwa 900 meist schwere Fuhrwerke) wird versuchsweise seit 1875, endgiltig seit 1878, Buchenholz verlegt, da Eichenholz zu theuer war und zu oft erneuert werden musste. Die Eichenbohlen kosteten 1879 dort 84 M./cbm, die Buchenbohlen nur 41 M., erstere müssen alle $2^1/_2$ Jahre erneuert werden, letztere nur alle 3 Jahre oder noch seltener. Hiernach berechnet sich die Unterhaltung f. 1 qm Brückenbelag und Jahr bei Eichenholz durchschnittlich auf 2,18 M., bei Buchenholz auf 0,89 M. Am besten scheint es zu sein, recht trockene Buchenbohlen mit möglichst engen Fugen zu verlegen.[2])

Nach Erhebungen, die in Folge Erlasses des preussisch. Ministers der öffentlichen Arbeiten v. 8. 1. 89 angestellt sind, ist Buchenholz zu Brückenbelägen nur bedingt zu empfehlen. Es leistet gegen Abnutzung zum Theil mehr Widerstand als Eichenholz, ist aber leichter dem Stocken und Faulen ausgesetzt. Es wird sich also für sehr stark befahrene Brücken mit rascher Abnutzung der Fahrbahn eignen.[3])

Fig. 208.



Man lässt wohl die obere Bohlenlage nur die Breite des Fahrweges einnehmen. Denn treten einzelne Bohlen etwa 10 cm vor, Fig. 208, damit Wagen, die mit einem oder zwei Rädern auf den Fussweg gerathen sind, wieder nach der Mitte zurück gelenkt werden können.

Besser ist es schon, die Fusswege gegen den Fahrweg durch aufgeschraubte Langschwellen abzugrenzen, noch besser, die Fusswege zu erhöhen. Dies gilt nicht nur, wenn man den Fahrweg mit doppeltem Bohlenbelag versieht, sondern auch bei allen anderen Herstellungsarten des Fahrwegs; doch wird dabei zuweilen die Fahrbahn-Entwässerung erschwert.

Als „andere Herstellungsarten" sind zu nennen: Beschotterung von 5—10 cm geringster Stärke und mit $^1/_{50}$ der Breite als Ueberhöhung der Mitte, Asphaltbeton, Holz in Asphalt eingebettet nach dem für eiserne Strassenbrücken aufgestellten Entwurf von Klette,[4]) Theerbeton, Stein- und Holzpflaster.[5]) [6])

Zur Entwässerung giebt man der Fahrbahn Quergefälle von der Mitte aus, was bei Beschotterung oder Pflaster leicht herzustellen ist, bei Bohlenbelag aber verschiedene Stärke oder verschieden hohe Lagerung der Strassenbalken bedingt. Bei Beschotterung müssen, damit der Schotter sich festlegen kann, die Bohlen mit Spielraum von etwa 2 cm verlegt werden. Diese Spalten dienen gleichzeitig der Entwässerung.

Bei Bohlenbelag kann das Quergefälle entweder gewölbeförmig (durch schwache Biegung der Bohlen) oder sattelförmig (geradlinig zur Mitte ansteigend) gebildet werden. Das Letztere setzt Theilung des Bohlen-Belages durch eine in der Mitte durchgehende Fuge voraus, welche (bei nicht allzu schmalen Brücken) den Vortheil gewährt, den Belag zur Hälfte erneuern zu können, ohne den Verkehr zu unterbrechen.

Doppelten Bohlenbelag verlegt man auch wohl wagrecht (ohne Quergefälle). Die Entwässerung kann dann nur durch einzelne durch den Belag gebohrte

---

[1]) Winkler (Heft I, S. 68) bezeichnet dies als das Dauerhafteste.

[2]) Sarrazin D. Bztg 1879 S. 483

[3]) Centr. Bl. d. B. 1892, S. 37.

[4]) D. Bztg. 1883. S. 67.

[5]) Pestalozzi (Eiserner Brückenbelag, Zürich, Meyer & Zeller 1876) findet es unter gewissen Bedingungen vortheilhaft, hölzerne Brücken mit eisernem Belag (aus Zorrèseisen mit Chaussirung) zu versehen.

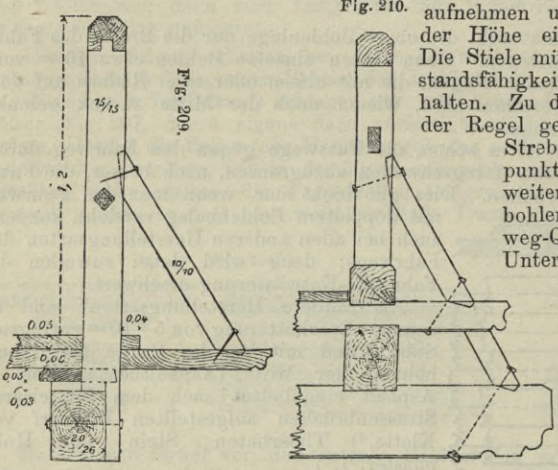
[6]) Vergl. übrigens das Kapitel Strassenbau im Band 3 dieses Handb., wo die Fahrbahnkonstruktion speziell behandelt wird.

Löcher (welche man mit Blech ausbuchsen sollte, um das Eindringen des Wassers in die Bohlen zu verhindern) einigermassen befördert werden.

Erhöhte Fusswege geben, da zwischen ihrem Bohlenbelag und der Oberfläche des Fahrwegs ein Spielraum bleibt, bequeme Gelegenheit, das Wasser von dem Fahrweg auf der ganzen Länge der Brücke abtropfen zu lassen. Man muss nur Vorsorge treffen, dass nicht unten liegende Bautheile durch das Darauffallen des Wassers leiden. Bisweilen sammelt man das Wasser des Fahrwegs in Längsrinnen aus Holz und führt es nach den Enden der Brücke oder nach einzelnen Abtropf-Löchern.

Den erhöhten Fusswegen giebt man Quergefälle nach der Brücke zu oder nach aussen. Das Erstere verdient insofern den Vorzug, als man dabei das Wasser leichter sammeln und geordnet ableiten kann. —

Die Geländer werden meist aus Holz, bisweilen aus Eisen hergestellt. Im ersteren Falle bestehen sie aus senkrechten Stielen, die oben einen abgerundeten oder abgewässerten Holm aufnehmen und meist in der Mitte der Höhe einmal verriegelt werden. Die Stiele müssen die nöthige Widerstandsfähigkeit gegen Seitendruck erhalten. Zu diesem Zweck werden in der Regel gegen sie von aussen her Streben gestellt, deren Fusspunkt sich auf einer oder 2 weiter vorgestreckten Belagbohlen, Fig. 209, einer Fussweg-Querschwelle oder einem Unterzug, Fig. 210, findet. Eine eiserne, innen liegende Verstrebung empfiehlt sich nicht, da sie den Fussweg beengt und die Fussgänger der Gefahr des Stolperns aussetzt.



Was die Abmessungen der einzelnen Theile der Jochbrücken betrifft, so sind die Jochpfähle nach Becker:

bei einer Höhe von 2—3 m 0,24 . 0,24 m stark,
" " " " 3—4 m 0,3 . 0,3 m "
" " " " 5—10 m 0,3 . 0,36 m "

zu machen (wobei unter Höhe die frei stehende Höhe gemeint ist). Abstände der Pfähle von Mitte zu Mitte 0,75 m bis 0,9 m.

Nach Winkler soll, wenn l die Gesammtlänge des Pfahles (also einschliesslich des eingerammten Stückes) ist, bei Nadelholz im Mittel sein für Rundholz:

$$d = (15 + 2{,}75\, l)\ \text{cm},$$

für Holz mit quadratischem Querschnitt die Quadratseite $a = (10{,}6 + 1{,}94\, l)$ cm.

Diese Formeln ergeben bei grossen Höhen etwas grössere, bei kleinen geringere Stärken als die Becker'schen Angaben.

Anhalt zur genauen Berechnung der Pfähle, sowie insbesondere auch der aufgesetzten Joche, geben die weiteren Formeln bei Winkler und die Zerknickungs-Formeln, wobei man sich im gegebenen Fall nur darüber klar zu werden hat, welche der an sich möglichen Ausbiegungsweisen eintreten kann.

Die üblichen Stärken für Jochholme liegen je nach der Grösse der Brücke bei rechteckigem Querschnitt zwischen 0,24 . 0,3 und 0,36 . 0,36 m.

Die Strassenbalken liegen nach Becker[1]) 0,75 bis 0,96 m von Mitte zu Mitte und sind 0,3 . 0,3 bis 0,3 . 0,36 m stark.[2])

---

[1]) Brückenbau S. 24.
[2]) Bei den Wegeunterführungen der Moselbahn liegen die Balken 1 m von Mitte zu Mitte.

Wenn man für kantige Hölzer Höhen bis 0,35 m und für runde Hölzer Stärken bis 0,45 m zulässt, kann man, nach Winkler[1]), mit einfachen Balken bei Strassenbrücken etwa bis zu den in der folgenden Tabelle angegebenen Spannweiten gehen.

Einfache Balken	Maximal-Spannweiten m		
mit rundem Querschnitt	8,5	7,8	6,6
mit rechteckigem Querschnitt . .	6,5	5,3	4,2
unter einer Belastung von . . .	leichten	schweren	sehr schweren
		Wagen.	

Uebrigens hat bei bekannter ungünstigster Belastungsweise die rechnerische Bestimmung der Balkenstärken keine Schwierigkeiten. Eine Formel dafür, wie sie bei den Kunststrassen in der Provinz Hannover zur Anwendung kommt, ist mitgetheilt in der Anweisung zum Bau und zur Unterhaltung der Kunststrassen. (Vergl. auch Th. II S. 97 des gegenwärtigen Bandes.)

Erhält die Brücke, wie bei geringem Verkehr zulässig, einen einfachen Belag, so muss jede einzelne Bohle den grössten vorkommenden Raddruck tragen können. Werden die Bohlen auf allen Strassenbalken genagelt, so sind sie kontinuirliche Träger. Doch empfiehlt sich, diesem Umstande nur so weit Rechnung zu tragen, dass man als Stützweite der Bohlen den lichten Zwischenraum zwischen den Strassenbalken einführt. Man kann auf diese Weise leicht die erforderliche Belagstärke für jede gegebene Bohlenbreite berechnen. Doch muss man der aus der Bruchfestigkeit sich ergebenden Stärke einen grossen Zuschlag für Abnutzung hinzufügen.[2])

Liegt, wie es bei stärkerem Verkehr Regel ist, ein doppelter Belag auf der Brücke, so kann man auf den oberen, welcher 6 bis 8 cm stark gemacht zu werden pflegt, hinsichtlich der Tragfähigkeit nicht viel rechnen. Doch fällt dann bei dem unteren Belag der Abnutzungszuschlag fort und ausserdem vertheilt der obere Belag den Raddruck etwas. Wenn beide Beläge quer liegen, wird man unter den günstigsten Verhältnissen eine Vertheilung auf 2 Unterbohlen annehmen können. Liegt der Unterbelag längs, so ist eine solche Vertheilung unzweifelhaft. Ja es kann bei nicht zu breiten Unterbohlen und nicht zu schwachen Oberbohlen eine solche auf 3 Unterbohlen angenommen werden.

Fig. 211.

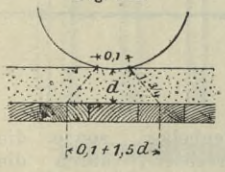


Fig. 212.

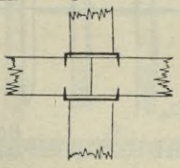
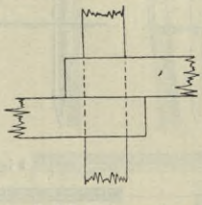


Fig. 213.



Bei Beschotterung kann man (nach Winkler) das Rad auf ein 0,1 m langes Stück seiner Peripherie, Fig. 211, drückend und den Druck mit $^3/_4$ facher Böschung durch den Schotter sich fortpflanzend denken; indessen kommen beim Beginn der Walzung oder, wenn in dem Schotter gröbere Stücke enthalten sind, Stösse vor, welche eine weniger günstige Rechnung erforderlich machen können. Man muss also bei der Herstellung der Beschotterung auf dem Bohlenbelag recht vorsichtig verfahren.

Der Stoss der Strassenbalken auf den Jochholmen wird stumpf angeordnet und durch Verklammerung oder Verschienung gesichert, Fig. 212. Da hierbei die Balken nur wenig Auflager haben, so legt man sie bisweilen neben einander, Fig. 213, was indessen Unregelmässigkeiten in der Unterstützung der Belagbohlen hervor ruft.

[1]) Heft I S. 189.
[2]) Winkler (Heft I. S. 68) nimmt diesen Zuschlag im Mittel = 2 cm.

Eine halbe Aneinanderblattung, Fig. 214, beseitigt den Uebelstand nur theilweise. Eine vollständige Aneinanderblattung, Fig. 215, giebt den Bohlen zwar eine regelmässige Unterstützung, stützt aber die Strassenbalken nicht mehr zentral. Diesen letzteren Fehler vermeidet die gerade Ueberblattung, Fig. 216. Bei ihr ist jedoch die plötzliche Schwächung der Balken noch ehe sie das Lager erreichen, nicht gut. Namentlich kann der nur mit seinem oberen Theil gelagerte Balken leicht aufspalten.

Fig. 214.

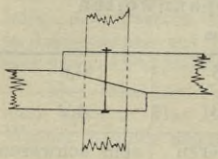


Fig. 215.

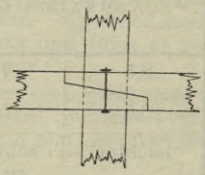


Fig. 216.

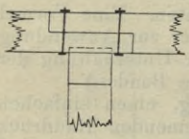
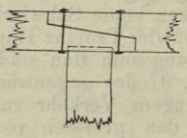


Fig. 217.



Am zweckmässigsten erscheint daher die schräge Ueberblattung, Fig. 217. Ein Hakenblatt mit Verschraubung und Verdübelung wird im allgemeinen nicht erforderlich sein, da zur Aufnahme der geringen wagrechten Kräfte, die in der Längenrichtung der Brücke auftreten können, (Angriff der Zugthiere beim Auffahren auf die Brücke usw.), die Endauflagerungen der Strassenbalken, der über die Stösse hinweg gestreckte

Fig. 218.

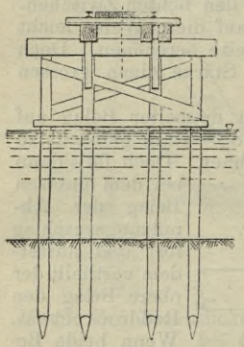
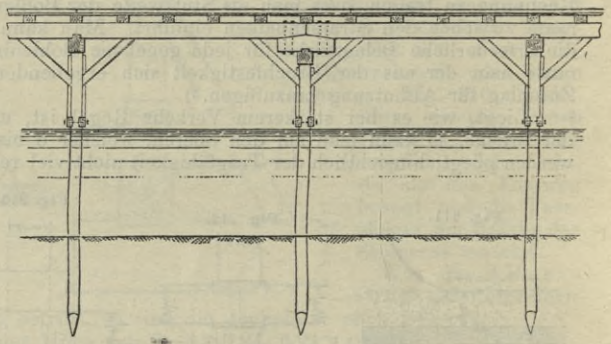


Fig. 219.



Bohlenbelag, sowie die senkrechten, durch die einfachen schrägen Ueberblattungen gezogenen Bolzen oder seitlichen Verklammerungen oder Verschienungen genügen werden.

Fig. 220.

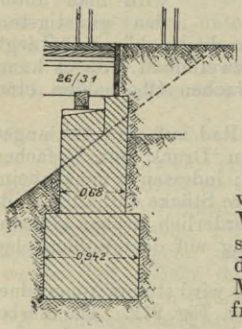
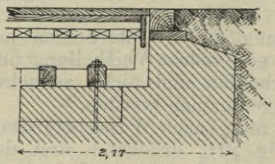


Fig. 221.



Sehr solide und deshalb für Eisenbahnbrücken anwendbar ist der Stoss auf untergelegtem Sattelholz. Wir besprechen die Sattelhölzer weiter unten und führen sie hier nur an, insofern sie ausschliesslich als Stossdeckung angewendet werden. Beispiel Fig. 218 u. 219: Moselbrücke bei Pont-à-Mousson aus dem deutsch-französischen Krieg 1870.

An den Enden der Brücke liegen die Strassenbalken auf den Holmen bohlwerkartiger Endjoche oder auf Mauerlatten, die ihrerseits von Widerlagmauern getragen werden. Man lässt auch hier die Balkenenden gern etwas über die Unterlagen überstehen, um ein volles Auflager zu haben. Die Hirnenden der Strassenbalken müssen gegen das Eindringen der Erd-

feuchtigkeit sorgfältig geschützt werden. Bei hölzernen Endjochen und bisweilen auch bei Widerlagsmauern, Fig. 220, geschieht dies durch gegengenagelte Stirnbohlen. Wenn die Widerlagsmauern stärker sind, führt man kleine Mauern vor den Hirnenden der Strassenbalken auf, Fig. 221.

Bei den Normalien der Strassenbrücken in Württemberg (auch in Hannover) hat man die Widerlagmauern in ganzer Stärke hinter den Strassenbalken hochgeführt. Die Mauerlatten für letztere lagern zuweilen auf Steinkonsolen vor der Mauerflucht, gewöhnlich aber auf kleinen, erhöht liegenden Platten aus einem dichten, wenig wasseraufnahmefähigem Gestein.

Die bohlwerkartigen Endjoche stellt man bisweilen etwas geneigt (lässt ihren Fuss nach dem Fluss zu vortreten). Empfehlenswerth ist es namentlich bei Flüssen mit stark wechselndem Wasserstand, sie mit Steinen zu hinterpacken.[1])

b. Verstärkungen der Balken.

Müssen die auf S. 393 angebenen grössten Spannweiten für einfache Balken überschritten werden, so stehen zunächst folgende Hilfsmittel zur Verfügung:

Sattelhölzer,
Sattelhölzer mit Kopfbändern
Armirte Balken.

Sattelhölzer dienen, wenn die Strassenbalken ununterbrochen über die betreffende Stütze fortgehen, dazu, einen Theil des Stützen-Moments aufzunehmen, welches bei kontinuirlichen, überall gleich hoch gelagerten Trägern bekanntlich grösser ist, als das Biegungsmoment in der Mitte der Oeffnungen. Liegen sie unter einem Strassenbalkenstoss, so verringern sie die Stützweite und

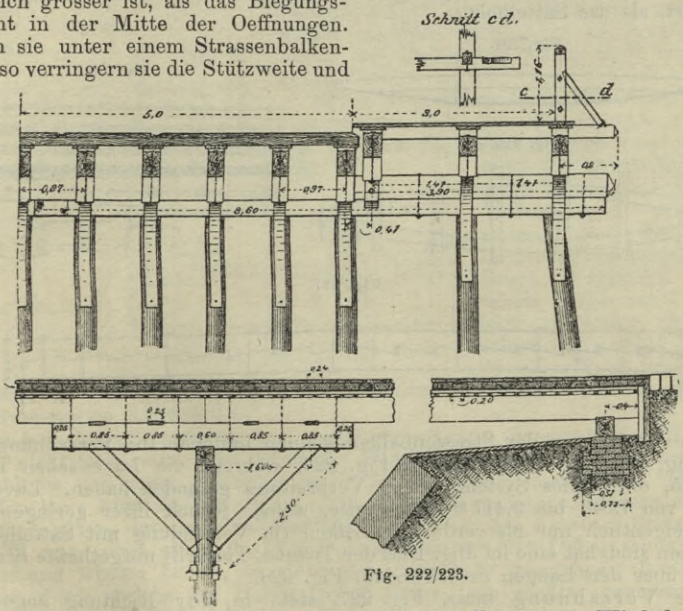


Fig. 222/223.

sichern die Auflagerung der Balkenenden auf dem Jochholm. Wird der Querschnitt der gestossenen Balken durch eine eiserne Lasche ersetzt, so kann trotz des Stosses die Kontinuität mit Hilfe der Sattelhölzer aufrecht erhalten werden. Doch verzichtet man hierauf meist.

Um zu verhindern, dass der ungestossene Strassenbalken bei seiner Durchbiegung unter der Last sich von dem Sattelholz über der Stütze abhebt, sind Schraubenbolzen durch beide Hölzer zu ziehen. Dasselbe gilt, wenn ein Balkenstoss über Mitte des Sattelholzes liegt. Denn hier haben die Balkenenden noch

[1]) Morandière.

mehr die Tendenz sich zu heben, indem der Stützpunkt auf das Ende des Sattelholzes hinaus rückt.

Will man einen innigen Zusammenhang zwischen Balken und Sattelholz herstellen, so muss man beide durch Verzahnung und Verdübelung mit einander verbinden. Wir geben hier als Beispiel einige Abbildungen aus der Mittheilung von Pinkenburg über die Aushilfsanlage beim Bau der Moltkebrücke in Berlin (D. Bztg, 1887. S. 49, Fig. 222/223).

Die halbe Länge des Sattelholzes empfiehlt Winkler[1]) = $^1/_{10}$ der Spannweite der Oeffnungen zu nehmen.

Sattelhölzer an den Endauflagern der Strassenbalken haben im allgemeinen keinen Zweck. Dass man sie trotzdem häufig findet, kann wohl nur durch eine Vorliebe für symmetrisches Aussehen der Brücke in ihren Endöffnungen erklärt werden. Solche Sattelhölzer freilich, die weit über eine starke Endwiderlagmauer gestreckt und am Ende verankert sind, können konsolartig zur Unterstützung der Strassenbalken dienen.

Zwei Sattelhölzer über einander würden sich selten vortheilhaft erweisen. Besser sind einfache Sattelhölzer und Kopfbänder.

Die Kopfbänder werden entweder einfach mit Versatzung in den Jochpfahl und das Sattelholz gesetzt, oder sie stemmen sich oben gegen ein unter die Sattelhölzer geschraubtes und in dieselben eingelassenes Querholz[2]). Die Ausladung der Kopfbänder darf nicht über $^1/_5$ der Spannweite genommen werden, da darüber hinaus bereits Sprengwerke vortheilhafter zu werden anfangen, weil dann der Spannriegel des Sprengwerks kürzer wird und also weniger Holz erfordert, als das Sattelholz.

Fig. 224.

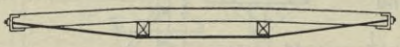


Fig. 225.

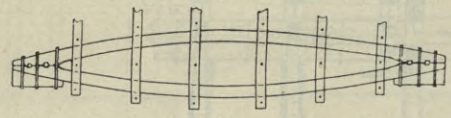


Fig. 226.

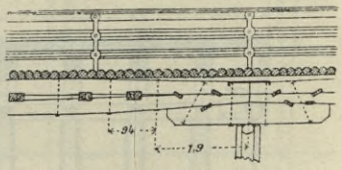
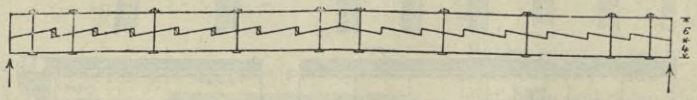


Fig. 227.



Die Armirungen der Strassenbalken können bestehen in: Verzahnung, Verdübelung, eisernen Zugstangen,[3]) Fig. 224, während die Laves'schen Träger, Fig. 225, ein labiles System, wenig Verbreitung gefunden haben. Laves'sche Träger von 7,843 bis 9,417 m Spannweite, welche jedoch ihrer geringen Höhe wegen eigentlich nur als verdübelte Balken (in Verbindung mit Sattelhölzern) anzusehen sind, hat eine im Jhg. 1884 der Teknisk Tidskrift mitgetheilte Strassenbrücke über den Langen in Schweden, Fig. 226.

Die Verzahnung muss, Fig. 227, stets in der Richtung angeordnet werden, dass die Zähne den an den Berührungsebenen der auf einander liegenden Hölzer auftretenden Schubkräften entgegen wirken können. Die auf einander liegenden Balken müssen durch Schraubenbolzen verbunden werden. Damit sich die Hirnholzenden nicht in einander einpressen, muss man den Träger nicht einfach, wie in Fig. 227 rechts gezeichnet ist, herstellen, sondern, wie links gezeichnet, Keile aus hartem Holz zwischen die Hirnholzenden treiben. Wenn die Hölzer

[1]) Heft I. S. 123.

[2]) Normal-Strassenbrücke der österreichischen General-Inspektion der Eisenbahnen; Winkler Heft I, S. 119.

[3]) Nach Becker zuerst von Prof. Wiegmann angegeben.

durch das Trocknen schwinden, müssen diese Keile nachgetrieben oder durch stärkere ersetzt werden.

Die Höhe der Zähne ist[1]) gleich $^1/_{10}$ der Höhe des verzahnten Trägers, ihre Länge gleich $^8/_{10}$ bis der ganzen Höhe des verzahnten Trägers zu nehmen.

Die Hirnflächen der Zähne werden senkrecht zu der Verbindungslinie der Zahnspitzen (oder Zahnwurzeln) gestellt. Die Schraubenbolzen, deren Stärke etwa = 0,1 der Breite des verzahnten Trägers genommen werden kann,[2]) sind in 1 bis 2 Zahnlängen Abstand von einander zu setzen.

Man giebt den verzahnten Trägern eine Sprengung, welche, nach Breymann, $^1/_{60}$ der Länge betragen soll. Dass die zulässige Sprengung nicht allein von der Länge, sondern auch von der Höhe des Balkens abhängig gemacht werden muss, wenn die zulässige Faserspannung nicht überschritten werden soll, ist klar. Es ist daher die Entwickelung Winkler's[3]) zu beachten, wonach der Pfeil der Sprengung:

$$y \leqq 0{,}00020\,\frac{l^2}{h} \text{ bis } 0{,}00027\,\frac{l^2}{h}$$

sein muss, wenn die äusserste Faserspannung = 65 bis 90 kg, der Elastizitätsmodul = 110 000 kg/qcm angenommen wird und h die Gesammthöhe des verzahnten Trägers bedeutet. Setzt man hier beispielsweise: $h = {}^1/_{15}$ so ergiebt sich:

$$y = \frac{l}{333} \text{ bis } \frac{l}{247}.$$

Die Breymann'sche Angabe erscheint hiernach erheblich zu hoch,[4]) wenn es auch andererseits nicht bedenklich sein mag, bei der Sprengung der verzahnten Träger, die jedenfalls bald zum Theil wieder verloren geht, über die Inanspruchnahme des Holzes von 65 bis 90 kg hinaus zu gehen.

Fig. 228.

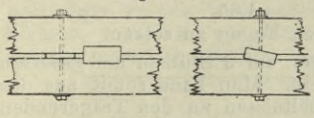


Fig. 229/230.

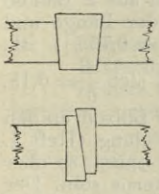
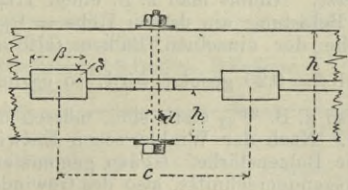


Fig. 231.



Einen verzahnten Träger aus 5 Theilen herzustellen, wie ihn Breymann (Taf. 3, Fig. 3) darstellt, empfiehlt sich nicht, da im mittleren Querschnitt, wo unten 2 Hölzer stumpf ohne Verlaschung zusammen stossen, nur der obere Balken gegen Biegung und Bruch widersteht. Verzahnte Träger aus 3 Balken über einander kommen selten vor. Ein Beispiel ist eine Wege- und Bach-Unterführung der schmalspurigen Bahn Rostoken-Marksdorf in Oesterreich[5]) (2 Oeffnungen zu 6,6 u. 8,6 m).

Da bei einem verzahnten und verdübelten Träger immerhin die Höhe der Hölzer nicht ausgenutzt wird, auch die Herstellung der Träger schwierig ist, empfiehlt es sich mehr, einfach verdübelte Träger[6]) anzuwenden, Fig. 228.

Man kann hier die Trägerhöhe nicht allein voll ausnutzen, sondern sie noch dadurch erhöhen, dass man Zwischenräume zwischen den einzelnen Balken lässt.

Will man nicht allein die Abscherungsfestigkeit der Dübel sondern auch die Reibung wirken lassen, so muss man (wie links gezeichnet) Brettstücke einlegen, durch welche die Bolzen gehen, oder (wie rechts gezeichnet) die Bolzen durch die Dübel ziehen.

Die erstere Anordnung ist besser, da man bei ihr die Dübel, die im Grundriss keilförmig sein oder aus zwei Keilen bestehen müssen, Fig. 229/230, nachtreiben kann, wenn die Hölzer zusammentrocknen.

---

[1]) Breymann, II, S. 13 u. Becker, Allg. Bauk. S. 116.

[2]) Winkler, I, S. 162.

[3]) I, S. 145.

[4]) Bei einem 9 m langen, 0,6 m hohen verzahnten Träger würde die Sprengung nach Winkler im Mittel etwa 0,03 m, nach Breymann 0,15 m betragen.

[5]) Allg. Bztg. 1875 und Winkler, I, S. 145.

[6]) Breymann, Taf. 3, Fig. 4 u. 5. — Becker, Allg. Bauk., Taf. 4, Fig. 112. — Winkler, I, S. 70. Fig. 38 u. 39.

Es kommen verdübelte Träger mit 2, 3 auch 4 Balken über einander vor. Den Zwischenraum zwischen den Balken kann man $= {}^1/_{10}$ der Höhe der einzelnen Balken annehmen. Fig. 231.

Die Breite β der Dübel ist, wenn δ die Höhe des Eingriffs in die Balken bedeutet, nicht unter $5\,\delta$ zu nehmen.[1])

Die Entfernung c muss bei normalen Dübeln mindestens $c = \beta + 9\,\delta$ oder, nach Vorstehendem, $c = 14\,\delta$, bei geneigten Dübeln $c = 9\,\delta$ sein,[2]) damit kein Abscheren des Balkenholzes zwischen den Dübeln stattfinde.

Weiter ist die Entfernung c abhängig von der Druckfestigkeit des Holzes und von der durch die Bolzen hervor gebrachten Reibung.

Hierfür entwickelt Winkler[3]) die Formel:

$$c = C\left(0{,}77\,\frac{\delta}{h^1} + 7{,}54\,m f\left(\frac{d}{b}\right)^2\right)\frac{M}{Q},$$

worin m die Anzahl der auf einen Dübel entfallenden Bolzen, f den Reibungskoëffizienten, b die Breite des Trägers, M das Moment, nach welchem die Trägerhöhe bestimmt ist, Q die an der betreffenden Stelle herrschende Vertikalkraft (Transversalkraft) und C eine Konstante bedeutet.

Für leichte Brücken kann m durchweg $= \frac{1}{2}$, für schwere in der Mitte ebenso, nach den Enden hin $= 1$ genommen werden.

f ist für zeitweilige Brücken $= 0{,}5$, für endgiltige $= 0{,}25$ zu setzen.

C ist für Träger mit 2 Balken $= 2{,}14$
" " " " 3 " $= 1{,}68$
" " " " 4 " $= 1{,}05$

für die mittlere und $= 1{,}4$ für die beiden äusseren Fugen zu setzen.

Da die Vertikalkraft an den Enden der Träger auf 2 Stützen am grössten ist, muss die Entfernung c dort am kleinsten sein. Man kann somit aus der Winkler'schen Formel die unter gegebenen Verhältnissen an den Trägerenden erforderliche Bolzenstärke berechnen, wenn man $c =$ der Minimalentfernung (für normale Dübel) $= 14\,\delta$ setzt. Nimmt man z. B. einen Träger aus 2 Balken mit gleichmässig vertheilter Belastung an, dessen Höhe $= {}^1/_{12}$ der Länge und dessen Breite $= {}^3/_4$ der Höhe der einzelnen Balken (also $b = 0{,}75\,h^1$) ist, während $\frac{\delta}{h^1} = 0{,}1$, $m = 1$ und $f = 0{,}25$ gesetzt wird, so ergiebt sich $\frac{d}{b} = 0{,}13$. Wenn die einzelnen Balken also z. B. ${}^{24}/_{32}$ stark sind, müssen die Bolzen an den Trägerenden 31 mm stark sein. Nach der Winkler'schen Entwickelung (Heft I. S. 125) ist dies die wirkliche Bolzenstärke. Genau genommen, muss es aber die Stärke des schwächsten Bolzenquerschnitts, also des Gewindekerns sein. Der Bolzendurchmesser ergiebt sich dann, ungestauchte Bolzen voraussetzt, im vorliegenden Beispiel = rd. 36 mm. In dem mittleren Theil des Trägers pflegt man $\frac{d}{b} = 0{,}1$ zu nehmen. Und man kann dann, wenn man $\frac{\delta}{h^1}$, wie üblich, als gleichbleibend beibehält, aus der Formel die an jeder Stelle erforderliche Entfernung der Dübel berechnen und demnach die Eintheilung bewirken.

Eine Abart der verdübelten Träger sind die sogenannten Klötzelholz- oder Knüppelbrücken, die besonders in Oesterreich zur Anwendung gekommen sind. Diese Träger unterscheiden sich von den verdübelten durch die sehr grosse Höhe der Dübel, die man hier Klötze nennt, und der Zwischenräume zwischen den einzelnen Balken. Man geht mit der Höhe der Klötze bis zur 1 bis 1,2 maligen Höhe der Balken. Die Balken werden vielfach rund und nur an den Verbindungsstellen beschlagen verwendet. Um die einzelnen Balken zum Träger zu verbinden, werden zuweilen nicht Bolzen durchgezogen, sondern eiserne Bügel herumgelegt. Bei der erheblichen Höhe dieser Träger ist für Querversteifung noch mehr als bei den verdübelten Trägern zu sorgen.

---

[1]) Winkler, I, S. 161.
[2]) Winkler, S. 162.
[3]) Heft I, S. 160.

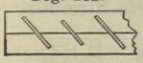
Die Amerikaner pflegen keine „armirten“ Balken anzuwenden. Sie legen vielmehr hochkantige Hölzer neben einander. (Z. f. B. 1862. Bl. 34 und Lavoinne & Pontzen I. Bl. 17.)

Neue Anschauungen über zusammengesetzte Balken haben eine Reihe von Zerbrechungsversuchen, welche in Wien im Jahre 1890 vorgenommen wurden, hervor gerufen. Prof. Forchheimer in Aachen hat dieselben in einem Aufsatze entwickelt[1]) aus welchem wir einige Hauptpunkte mittheilen.

Es hat sich bei den Versuchen gezeigt, dass es zweckmässig ist, die Dübel oder Klötze vom gleichen Holz wie die Balken (nicht von härterem) zu machen und sie mit der Faserrichtung in die Längsrichtung der Balken zu legen, so dass Hirn- auf Hirnholz drückt. Die Klötze sind, wenigstens an den Enden der Balken, wo die Scherkraft am grössten ist, so lang zu machen wie die Zwischenräume. Das Widerstandsmoment eines zusammen gesetzten Balkens kann nahezu gleich dem Mittel aus demjenigen eines vollen Balkens von der Höhe des zusammengesetzten und der Summe der Widerstandsmomente der eingeschnittenen Einzelbalken genommen werden.

Balken von gleicher Tragfähigkeit wie die Dübel- oder Klötzelträger lassen sich herstellen, indem man die Einzelbalken glatt aufeinander legt und sie durch seitlich schräg eingeschlagene, eiserne Klammern verbindet, Abb. 232. Diese Balken werden wegen des bedeutenden Metallverbrauchs der Klammern nicht billiger als gleich starke Klötzelträger, sind aber einfacher herzustellen.

Fig. 232.



Hinsichtlich der Grenzen, bis zu welchen verzahnte, verdübelte und Klötzelholzträger in den verschiedenen möglichen Anordnungen angewendet werden können, verweisen wir auf die Winkler'sche Tabelle, aus welcher wir nur die äussersten Grenzen hier anführen:

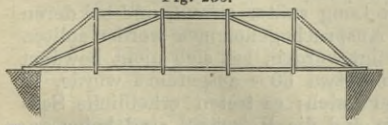
Bleibende Strassenbrücken	Maximalspannweite		
	leichte	schwere	sehr schwere
	Wagen		
Verdübelte Träger mit 2 Balken . .	11,3	10,4	8,6
Klötzelholzträger mit 3 Balken, 2 Träger, Brücke 4 m breit	9,7	8,9	7,8

Zeitweilige Eisenbahnbrücken	Maximalspannweite			
	Hauptbahn	Normalspurige Nebenbahn	1 m Spurw.	0,75 m Spurw.
Verdübelte Träger aus 4 Balken, 4 Träger	17,1	19,6	22,0	24,5
Klötzelholzträger aus 4 Balken, 4 Träger	19,3	22,1	24,9	27,7

c. Gegliederte Systeme.

Ob es nicht vortheilhafter ist, bereits bei kleineren Spannweiten gegliederte Balkensysteme (Fachwerkträger) anzuwenden, wird in zweifelhaften Fällen zu untersuchen sein.

Fig. 233.



Die jetzt im Brückenbau weniger gebräuchlichen gegliederten Balkensysteme führen wir nur kurz an.

Das Hängewerk, Fig. 233, soll eine Neigung der Streben gegen den Horizont von mindestens 25° (nach Becker 22°) haben, weil sonst zu grosse Holzflächen erforderlich sind, damit die Parallelkohäsion dem Horizontalschub der flach geneigten Streben ausreichend widerstehe, und weil bei sehr flacher Strebenneigung eine geringe Zusammenpressung der Hölzer eine bedeutende Einsenkung des Hängewerks herbeiführt. Die vortheilhafteste Theilung der

[1]) Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ingen. 1892. S. 100.

Felder ist durch vergleichende Kostenanschläge zu ermitteln. Bei kleinen Brücken, für welche 2 Hängewerke von 1 bis 1,25 m Höhe genügen, werden dieselben gleichzeitig als Geländer ausgebildet. Beispiel: Strassenbrücke über den Dreisam-Kanal bei Nimburg im Grossh. Baden. Oeffnungen 11,4 m weit. Lichte Breite der Brücke 5,76 m. (Becker, Brückenb. Taf. V. Fig. 1 u. 2).

Bei mehr als 2 m Höhe des Hängewerks ist seitliche Absteifung erforderlich. Bei 3 bis 4 m Höhe und darüber muss eine obere Querverbindung der Hängesäulen angeordnet werden, welche indess mindestens um das für die Brückenart erforderliche lichte Höhenmaass (S. 243) über der Oberkante der Fahrbahn liegen muss. Diese obere Querverbindung nimmt dann häufig ein Dach auf, welches zur längeren Erhaltung der Brücke wesentlich beiträgt. Seitliche Verschalung, welche auch bisweilen vorkommt, ist unzweckmässig, da sie den Luftzug von der Brücke abhält und die Winddruckfläche vermehrt. Ein Beispiel einer solchen, mit Dach und Seiten-Schalung versehenen Brücke mit 19,7 m Lichtweite und 4,57 m lichter Breite im Endportal, ausgeführt in Württemberg, findet sich bei Becker, (Brückenb. Taf. VI. Fig. 1—3). Bei Spannweiten von 12 m und mehr sollen (nach Becker, Brückenb. S. 33) wagrechte Windkreuze unter den Bohlenbelag-Trägern angebracht werden.

Das Pechmann'sche Bogenhängewerk (Fig. 234) ist ausgeführt bis 26 m Spannweite.[1]) Hängebrücken mit Bögen aus senkrecht stehenden Bohlen (System de l'Orme) wandte zu Anfang dieses Jahrhunderts Strombaudirektor Funk in Minden an.

Ausgedehntere und längere Anwendung fanden die Hängewerke mit Bögen aus liegenden Bohlen (System Emy). Nach diesem System sind auf der Eisenbahn Amsterdam—Leyden mehrere Eisenbahnbrücken (2gleisig mit drei Trägern) von 24 m Spannweite ausgeführt worden.[2]) Diese haben in den, durch die Vertikalen gebildeten Feldern gekreuzte hölzerne Diagonalen, sind also bereits Fachwerkbrücken.

Fig. 234.

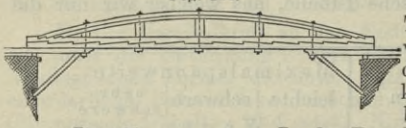
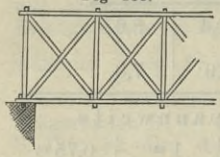


Fig 235.



In der Regel aber erhalten die hölzernen Fachwerkbrücken parallele (wagrechte) Gurtungen. Derartige Systeme wurden zuerst in Amerika ausgebildet.

Das System Long, 1829 erfunden, 1835 verbessert, Fig. 235, enthält in jedem Fach (durch die hölzernen Vertikalen gebildete Felder) 2 gekreuzte Diagonalen, ist also ein zweifaches (kombinirtes) Fachwerksystem. Die Gurte bestehen aus je 3, die Vertikalen und die Hauptstreben aus je 2, die Gegenstreben aus je einem Holz. Die Hauptstreben stemmen sich oben und unten gegen die zwischen den Gurthölzern liegenden Vertikalen; die Gegenstreben sind oben und unten zwischen die Vertikal-Hölzer geführt, in dieselben eingelassen und versatzt und stemmen sich gegen diese und das mittlere Gurtholz. Da die Gegenstreben keinen Zug aufnehmen können, müssen sie beim Montiren eine so grosse Anfangs- (Druck-) Spannung erhalten, dass dieselbe bei der grössten Belastung des Trägers höchstens Null wird. Dies soll durch Keile erreicht werden, die zwischen den oberen Enden der Gegenstreben und den Gurthölzern liegen. Zur Anspannung der Hauptstreben liegen senkrechte Keile zwischen den Vertikal- und Gurthölzern.

Dies System nebst zwei Abarten, welche Long später erfand, und bei deren einer die Diagonalen sämmtlich auf Zug in Anspruch genommen werden sollten und zu diesem Zweck mit Holznägeln befestigt wurden, hat sich nicht bewährt und ist, wie wohl es bis zu Spannweiten von etwa 60 m ausgeführt wurde, in Amerika verlassen worden. Die Keile lockern sich; es treten erhebliche Senkungen sowie Deformationen der Felder ein und die Holznägel sind keine genügenden Befestigungsmittel.

---

[1]) Diese Weite hat die Donaubrücke bei Passau (7 Oeffn.) Die Figur stellt das Schema der 20,2 m lichtweiten (3 Oeffn.) Brücke bei Ottershausen (Dorf in Ober-Bayern, Bez.-A. Dachau) dar. (Becker, Br. B. S. 46 u. Taf. VIII).

[2]) Becker, Br.-B. S. 47.

Ein einfaches Fachwerk in Verbindung mit Hängewerken zeigt die 36 m lichtweite Potomac-Brücke bei Washington, Fig. 236. Thayer und Brown legten in ein einfaches Fachwerk einen Emy'schen Bohlenbogen hängewerkartig ein. Burr verband ein Bogenhängewerk mit einem doppelten Fachwerk, Fig. 237. Alle diese Systeme sind indessen komplizirt und gewähren keine Sicherheit, dass die beiden verbundenen Grundsysteme gleich stark in Anspruch genommen werden. Sie haben daher keine weite Verbreitung gefunden.

Dagegen kann das aus den 30er Jahren dieses Jahrhunderts stammende System des Amerikaners Town, nach Verbesserung seiner Details, für kleine und für einstweilige (z. B. Kriegsbrücken) allenfalls noch jetzt angewendet

Fig. 236.

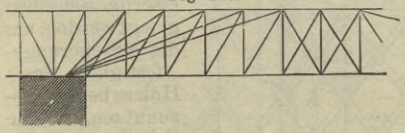


Fig. 237.

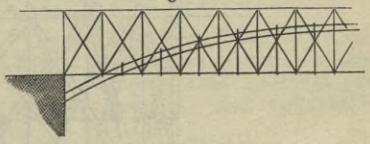


Fig. 238.

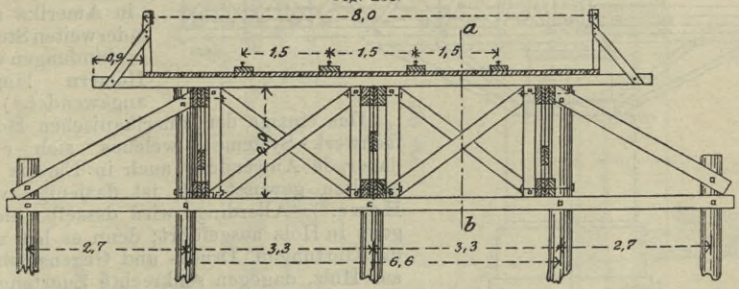
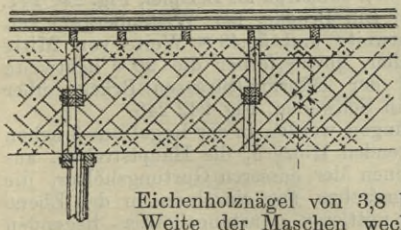


Fig. 239.



werden. Es zeigt in seiner ursprünglichen Form ein vielfaches Gitterwerk ohne Vertikalen.[1] [2]) Sich kreuzende Bohlen von etwa 8 cm Stärke und 30 cm Breite werden meist unter 45° geneigt gestellt und oben und unten (bisweilen — aber unmotivirter Weise — auch in der Mitte) durch wagrechte, neben das Gitter gelegte Bohlengurtungen gefasst. Die Knotenpunkt-Verbindungen wurden durch Eichenholznägel von 3,8 bis 5 cm Stärke hergestellt. Die lichte Weite der Maschen wechselte von 0,9 bis 1,5 m. Bei starken Belastungen wurden zwei Gitterwände durch je 3 Gurtungen oben und unten zu einem Träger vereinigt. Man hat mit solchen doppelten Trägern, bei welchen man allerdings nicht sicher ist, dass beide Theile gleich viel tragen, Brücken bis 60 m Weite hergestellt, z. B. die New-York-Harlem-Eisenbahn-Brücke mit 53,37 m Spannweite[3]) und ist mit dem einfachen Träger bis 35, bisweilen bis etwa 46 m gegangen, z. B. bei der Philadelphia-Wilmington-Baltimore-Brücke mit 45,7 m Spannweite.

Als Beispiel der Anwendung Town'scher Träger auf Baustellen geben wir in Fig. 238, 239 die Dienstbrücke vom Bau der Rheinbrücke bei Kehl, mit welcher Spannweiten von 19,917 m überbrückt wurden.

Im deutsch-französischen Kriege 1870 wurden Eisenbahn-Brücken mit Town'schen Trägern bei Kehl und bei Croissy ausgeführt. Letztere Brücke hat 3 Oeffnungen von je 27 m Lichtweite, von denen 2 zerstört waren und in der erwähnten Weise wieder hergestellt wurden. Es wurden aber in Abständen

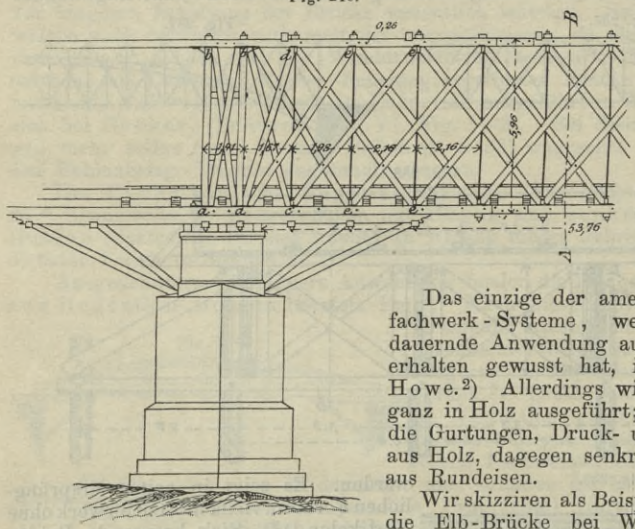
[1]) Abbildungen dieses Systems siehe Z. f. B. 1862. Tafel 34 Fig. 11 u. 12.
[2]) Winkler hat für ein Gitter ohne Vertikalen den Namen „Netzwerk" eingeführt.
[3]) Becker, Allg. Bauk. S. 120.

von 2,071 m hölzerne Vertikalen und daneben senkrechte, eiserne Zugstangen hinzu gefügt.

Zur Verbesserung des Town'schen Systems, um es für provisorische Zwecke noch fernerhin anwendbar zu machen, empfahl Winkler, zu den gedrückten Streben stärkere Hölzer zu verwenden, welche mit Versatzung gegen die Gurte zu stemmen sind, und die Zugdiagonalen ebenfalls möglichst gut zu befestigen.

Zu diesem Zweck müssen sie zwischen den Gurten hindurch gehen und ausserhalb versatzt werden. Durch die Knotenpunkte sind eiserne Schraubenbolzen zu ziehen, um welche zweckmässig an den Berührungsflächen der Gurthölzer und Zugdiagonalen gusseiserne Scheiben gelegt werden, um die Abscherungsfestigkeit des Holzes besser auszunutzen. Solche Scheiben wurden in Amerika zu anderweiten Stossverbindungen von Hölzern längst angewendet.[1])

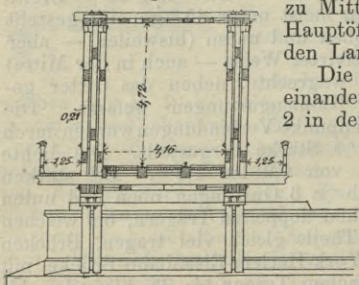
Fig. 240.



Das einzige der amerikanischen Holzfachwerk-Systeme, welches sich eine dauernde Anwendung auch in Europa zu erhalten gewusst hat, ist dasjenige von Howe.[2]) Allerdings wird dasselbe nicht ganz in Holz ausgeführt; denn es hat nur die Gurtungen, Druck- und Gegenstreben aus Holz, dagegen senkrechte Zugstangen aus Rundeisen.

Wir skizziren als Beispiel, Fig. 240/241, die Elb-Brücke bei Wittenberge[3]) mit 53,76 m Lichtweite und 56,49 m Weite von Mitte zu Mitte Pfeiler, sowie ferner die 20 m lichtweite Hauptöffnung der Efterlöd-(Strassen)-Brücke über den Langen in Schweden, Fig. 242/243.

Fig. 241.



Die Gurtungen werden in der Regel aus 3 neben einander liegenden Hölzern, die Hauptstreben, aus 2 in den Ebenen der äusseren Gurtungshölzer, die Gegenstreben aus einzelnen in der Ebene des mittleren Gurtungsholzes liegenden Hölzern hergestellt. Die Streben setzen sich stumpf gegen Klötze aus hartem Holz oder gusseiserne Schuhe, welche in die Gurtungen eingelassen werden und durch welche die meistens doppelt angeordneten eisernen Zugstangen, die oben und unten mit Gewinde und Mutter versehen zu werden pflegen, hindurch gehen.[4])

Damit die Streben sich nicht seitlich auf den Klötzen verschieben müssen

---

[1]) Z. f. B., 1862, Bl. 34. Fig. 3.

[2]) Man baute nach dem System Howe noch vor kurzem auf den Eisenbahnlinien der Vereinigten Staaten Amerikas die meisten Brücken, deren Lichtweite 45,75 m nicht übersteigt. Lavoinne et Pontzen, Ch. d. f. en Am. Th. I. S. 118.

[3]) Samml. v. Zeichn. aus d. Wasserbau v. Stud. d. Bauakademie z. Berlin. Winter 52/53 und Z. f. B. 1852. S. 62.

[4]) Bei einer Brücke bei Ore hill nahe Salisbury, Connecticut, welche Lavoinne et Pontzen (Th. I, S. 118) (nach dem Manual von Vose) mittheilen, bestehen die Gurtungen der 39 m Lichtweite überspannenden Träger Syst. Howe aus je vier neben einander liegenden Hölzern, welche in der unteren Gurtung durch eiserne Platten gestossen werden. (Fig. 244—246).

Andere Stossverbindungen hölzerner Zuggurtungen, die ein Nachspannen ermöglichen, dadurch aber künstlich geworden sind, geben Lavoinne und Pontzen (I. Bl. 16. Fig. 15—18).

sie mit kurzen Zapfen in dieselben eingreifen, oder es müssen eiserne Dorne in die Klötze und die Streben-Enden eingesetzt sein. Wenn die Zugstangen (wie bei der oben beschriebenen Anordnung) zwischen den Gurthölzern hindurch gehen, muss man durch über- oder untergelegte Querhölzer oder Gusseisen-Platten ihren Druck auf die Gurthölzer übertragen. Gehen die Zugstangen durch die Gurthölzer (wenn also z. B. beide doppelt angeordnet sind), so genügt es, eiserne Unterlagscheiben unter die Muttern zu legen.

In der Mitte des Trägers, wo eine Anzahl von Streben je nach der Lage der beweglichen Last gedrückt oder entlastet werden, sind bekanntlich

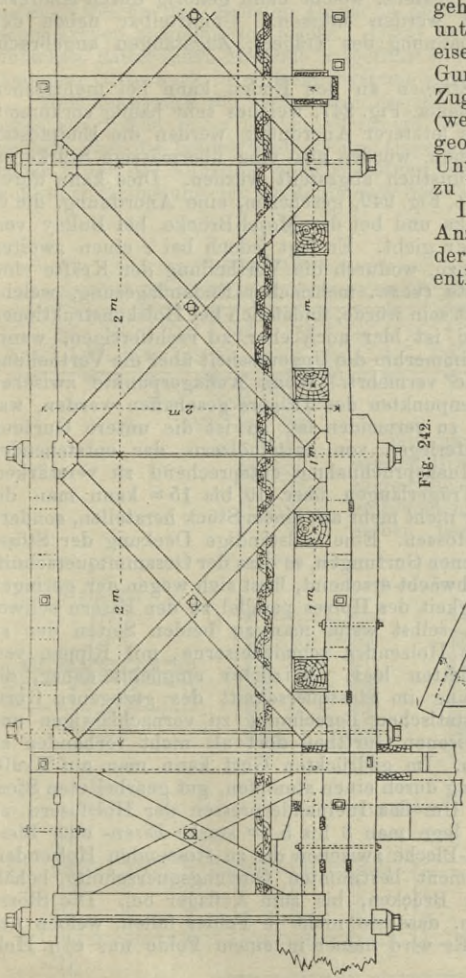


Fig. 242.

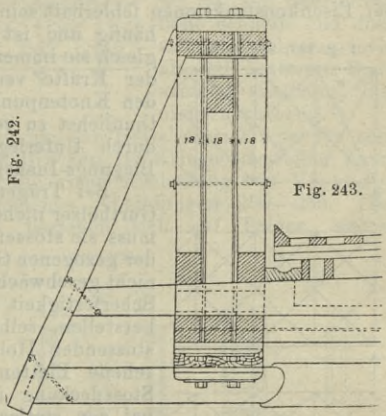


Fig. 243.

die Kräfte, welche diese Stäbe aufzunehmen haben, weit geringer als an den Trägerenden. Man kann daher die Streben, welche sich, in derselben Ebene liegend, kreuzen, mittels Ueberschneidung, welche, wenn es nöthig sein sollte, durch eiserne

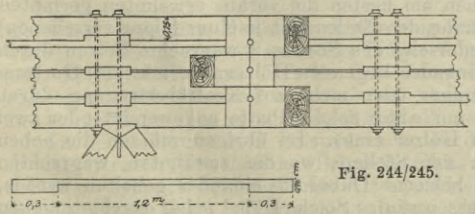
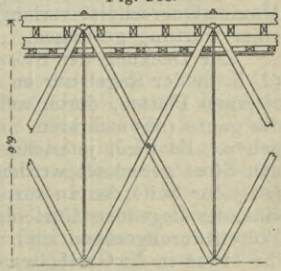


Fig. 244/245.

Fig. 246.

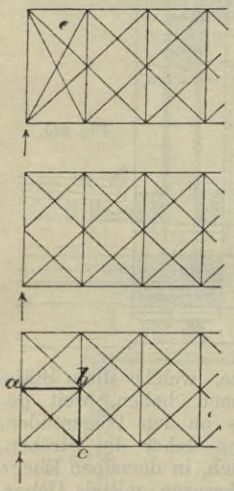


Laschen gedeckt wird, an einander vorbei führen. Oder man stellt in der Mitte des Trägers einen senkrechten Pfosten auf, gegen welchen die betreffenden Diagonalen sich von beiden Seiten stemmen.

An den Trägerenden sind stets hölzerne Pfosten, am besten in der Ebene der Zugstangen liegend, aufzustellen. Bei mehrfachen Systemen werden häufig je zwei Pfosten, oder Pfostenpaare im Abstande der Zugstangentheilung (nach der Längenrichtung des Trägers) gestellt, welche dann gehörig durch Andreaskreuze gegen einander versteift werden müssen. Unmittelbar neben den Endpfosten müssen, behufs Anspannung des Trägers, Zugstangen angebracht werden.

Die Zusammenführung der Streben an den Enden kann bei mehrfachen Systemen entweder nach dem Schema, Fig. 247, welches sehr häufig vorkommt, oder nach Fig. 248 erfolgen. Bei letzterer Anordnung werden die Endpfosten auf Biegung in Anspruch genommen, würden also eine übermässige Stärke erhalten müssen, wenn sie nicht künstlich abgesteift würden. Dies kann durch Hinzufügung einer Verbindung *a b*, Fig. 249, geschehen, eine Anordnung, die in Eisen bei einer Brücke in Amerika und bei der Mosel-Brücke bei Bullay vorkommt und welche auch Winkler giebt. Er fügt jedoch bei *c* einen zweiten Auflagerpunkt für den Träger hinzu, wodurch die Vertheilung der Kräfte eine andere wird. Eine solche doppelte (bezw. mehrfache) Endauflagerung, welche bei Eisenkonstruktionen fehlerhaft sein würde, findet sich bei Holzkonstruktionen häufig und ist hier auch eher zu rechtfertigen, wenngleich sie immerhin die Ungewissheit über die Vertheilung der Kräfte vermehrt. Wenn Auflagerpunkte zwischen den Knotenpunkten des Trägers geschaffen werden, was thunlichst zu vermeiden ist, so ist die untere Gurtung durch Unterlegen von Sattelhölzern, der entstehenden Biegungs-Inanspruchnahme entsprechend zu verstärken.

Fig. 247, 248, 249.



Bei Trägerlängen über 10 bis 15 m kann man die Gurthölzer nicht mehr aus einem Stück herstellen, sondern muss sie stossen. Eine vollständige Deckung der Stösse der gezogenen Gurtungen, so dass der Gesammtquerschnitt nicht geschwächt erscheint, lässt sich wegen der geringen Scherfestigkeit des Holzes parallel zu den Fasern schwer herstellen, selbst wenn man zu beiden Seiten der zu stossenden Holzenden schmiedeiserne, mit Rippen versehene Platten legt. Winkler empfiehlt daher, die Stossdeckung im Stossquerschnitt des gezogenen Gurts bei der statischen Berechnung zu vernachlässigen und den gestossenen Gurttheil dort als nicht vorhanden zu betrachten. Im gedrückten Gurt kann man auf Kraftübertragung durch einen stumpfen, gut gearbeiteten Stoss rechnen. Um das Ineinanderpressen der Holzfasern zu verhüten, lege man 3 bis 5 mm starke Eisen- oder Blei-, auch Zink-Bleche zwischen die zu stossenden Holzenden.

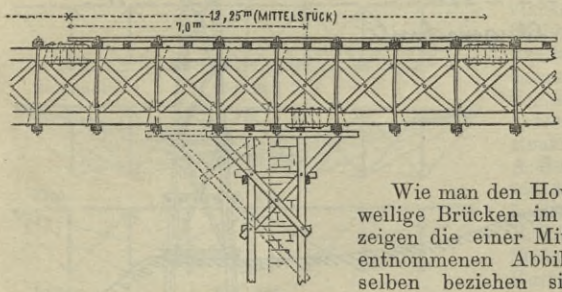
Den nach dem Maximalmoment bestimmten Gurtungsquerschnitt behält man meistens, auch bei grossen Brücken, bis zum Auflager bei. Die Stösse sind wo möglich so zu vertheilen, dass sie nicht in Felder fallen, welche den Maximalquerschnitt verlangen. Es wird immer in einem Felde nur ein Holz einer Gurtung gestossen.

Zur Deckung der Stösse dienen am besten die vorhin erwähnten gerippten (d. h. in der Regel nur an oder nahe den Enden mit je einer Rippe versehenen) eisernen Platten, durch welche jederseits des Stosses 2 wagrechte Bolzen durch die ganze (aus mehreren, neben einander liegenden Hölzern bestehende) Gurtung gehen. Es wird, je nachdem weniger oder mehr auf Kraftübertragung durch den Stoss gerechnet werden soll, nur eine solche Platte angewendet oder zwei (zu jeder Seite der zu stossenden Hölzer eine). Im übrigen müssen die neben einander liegenden Gurthölzer an den Stellen, wo die erwähnten wagrechten Bolzen durchgezogen sind, durch hölzerne Dübel aus einander gehalten werden, die etwas in die Gurthölzer einzulassen sind. Solche Dübel nebst durchgezogenen Bolzen sind auch ausser den Stössen in gewissen Abständen zwischen den neben einander liegenden Gurthölzern anzubringen, um die gleichmässige Inanspruchnahme der Hölzer zu sichern.

Hinsichtlich der statischen Berechnung der Howe'schen Träger bemerken wir hier nur, dass die Gegenstreben für die Bestimmung des für die Gurtungen massgebenden Maximal-Biegungsmoments ohne Einfluss sind. Desgleichen können sie bei der Berechnung der Hauptstreben vernachlässigt werden, da die Belastung, welche den grössten Druck in diesen hervor ruft, die entsprechenden Gegenstreben spannungslos macht. Diese Berechnungen können also nach der einfachen Ritter'schen Methode ausgeführt werden, indem man Träger mit mehrtheiligem Gitterwerk in einfache Systeme zerlegt.

Man kann auch die senkrechten Zugstangen nach dieser einfachen Methode berechnen. Man muss hierbei allerdings die nicht zutreffende Voraussetzung machen, dass die beiden anstossenden Gegenstreben spannungslos sind. Da man jedoch unter der Annahme voller Belastung der Knotenpunkte rechts vom Schnitt und voller Entlastung der Knotenpunkte links von demselben die Spannungen der Stangen etwas zu gross erhält, so erscheint diese Rechnungsweise wenigstens in Fällen, wo es auf überschlägliche schnelle und doch sichere Rechnung mehr als auf äusserste Sparsamkeit ankommt, hier nicht unzulässig.[1])

Fig. 250.



Wie man den Howe'schen Träger für zeitweilige Brücken im Kriege herstellen kann, zeigen die einer Mittheilung von Vieregge entnommenen Abbildungen 250—255. Dieselben beziehen sich auf Träger, welche

Fig. 251.

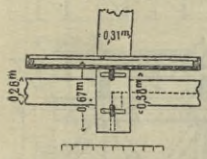


Fig. 252. Fig. 253.

Querschnitte.

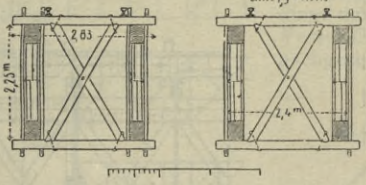


Fig. 254.

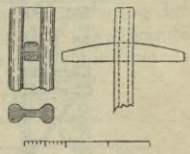
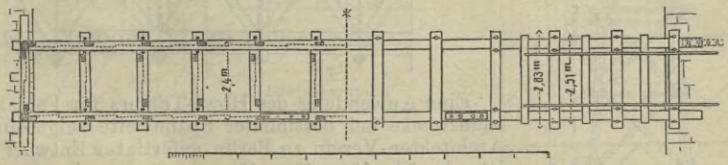


Fig. 255.



von einer deutschen Eisenbahn-Abtheilung 1870 als Vorrathsstücke angefertigt wurden. Vieregge stellt an solche Träger folgende Anforderungen: 1. Leichtigkeit, Zerlegbarkeit und einfache Verladungsweise. 2. Möglichkeit, den Träger verlängern und verkürzen und auch mit einfachsten Mitteln im Felde ganz neu und schnell herstellen zu können. 3. Schnelle und möglichst gefahrlose Aufstellung.

In dem mitgetheilten Beispiel sind, um diesen Anforderungen zu genügen, zu den Streben gewöhnliche Bahnschwellen, zu den senkrechten Stäben alte Schienen symmetrischen Profils (Doppelkopf- oder Stuhlschienen) verwendet, welche durch Keile angespannt wurden. Die Gurtungen sind aus 31/26 cm

[1]) Die genauere Rechnung siehe: Winkler, Theorie d. Br. (Wien, Carl Gerold's Sohn, 1881.) II. S. 69 u. f.

starken Balken in Stücken nicht über 13,25 m lang, die Querkreuze und unteren Zangen ebenfalls aus Bahnschwellen hergestellt. Es wird jedoch empfohlen, bei der Vorausanfertigung solcher Träger die Diagonalen aus besonderem Halbholz und Bohlstücken, die Hängestangen aus Rund- oder Bandeisen zu fertigen.

Inwieweit die Festigkeit der Stossverbindung des gezogenen Gurtes derjenigen des Gurtes selbst entspricht, geht aus den Zeichnungen und der Beschreibung nicht hervor. Jedenfalls ist auf diesen Punkt beim Entwurf solcher Träger besondere Sorgfalt zu verwenden.

Fig. 256.

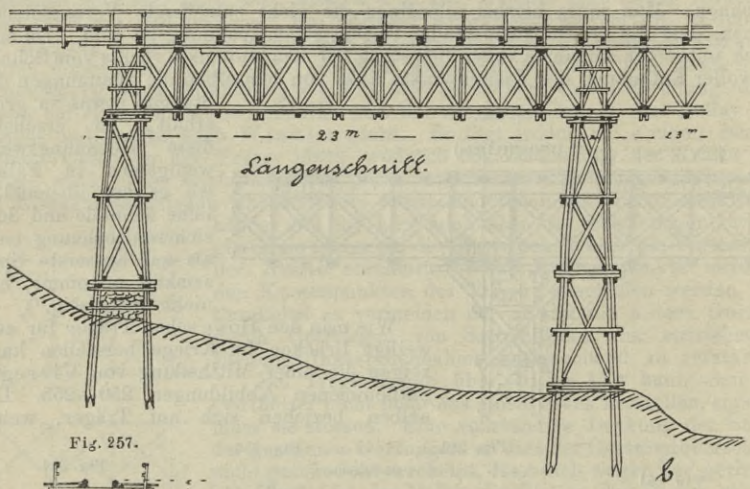


Fig. 257.

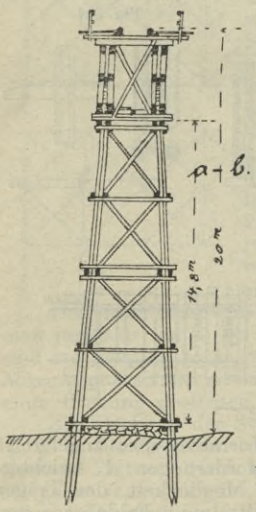
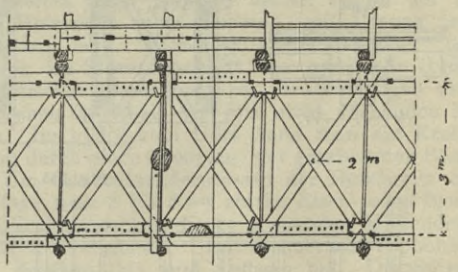


Fig. 258.



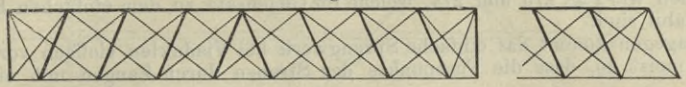
Eine Anwendung des Howe-Trägers für Feldeisenbahnzwecke bei bestimmter Spannweite zeigt ein im Architekten-Verein zu Berlin gefertigter Entwurf von Plock, Fig. 256—258. Hier ist die von der gewöhnlichen abweichenden Form der Gurte zu beachten, welche für die Einfachheit der Herstellung manche Vortheile bietet.

Rider konstruirte in Eisen, gerade entgegengesetzt der Howe'schen Anordnung, die Vertikalen auf Druck, die Diagonalen auf Zug.

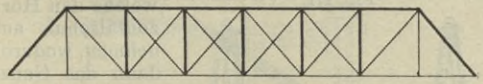
Aus seinem System entwickelten sich die von Murphy-Whipple und Post, deren letzteres sich vom ersteren nur dadurch unterscheidet, dass es Pfosten zeigt, welche nicht ganz senkrecht stehen, sondern mit ihrem oberen Ende etwas nach der Brückenmitte hin geneigt sind. Dies ist für die Erreichung eines möglichst geringen Materialverbrauchs vortheilhaft. Beide Systeme haben

Obergurt und Pfosten aus Holz; alles Uebrige ist Eisen. Da dieselben also mehr unter die eisernen Brücken fallen gehen wir hier nicht weiter auf sie ein. Sie scheinen in Europa (insbesondere Deutschland) noch kaum zur Ausführung gekommen zu sein.

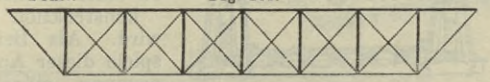
Post. Fig. 259.



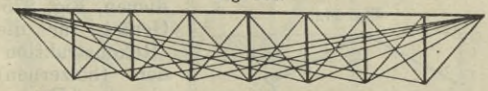
Pratt. Fig. 260.



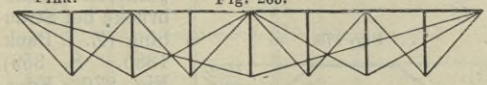
Pratt. Fig. 261.



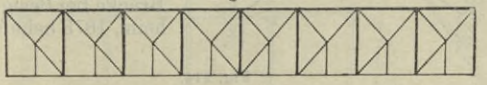
Bollmann. Fig. 262.



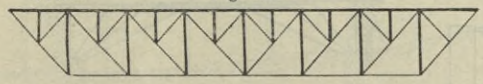
Fink. Fig. 263.



Pettit. Fig. 264.



Pettit. Fig. 265.



Linville. Fig. 266.

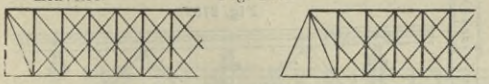
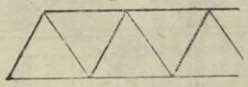
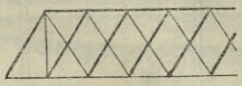


Fig. 267.



Einf. Dreiecksystem.

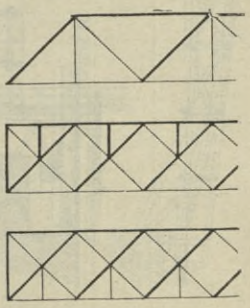


Dopp. Dreiecksystem.

Wir lassen hier Skizzen des Systems Post sowie einiger anderer amerikanischer Fachwerkträger-Systeme folgen, in welchen die gedrückten, durch starke Linien angedeuteten Stäbe aus Holz hergestellt worden sind oder wenigstens daraus hergestellt werden können, Fig. 259—268.

Eine Parabel-Brückenkonstruktion in Holz ist von A. Geppert in Tirol bei Weiten bis 40 m zur Ausführung gekommen, z. B. bei der Habicher Brücke in Oetz mit 31,2 m Stützweite, Fig. 269—271. Die Gurthölzer werden mittelst eiserner Laschen gestossen. Die Diagonalen werden durch Keile angespannt, welche allerdings nur nach Entfernung der Verschalung der Tragwände nachgezogen werden können.[1])

Fig. 268.
Pennsylv.-Bahn.



d. Gewölbartige Brücken.

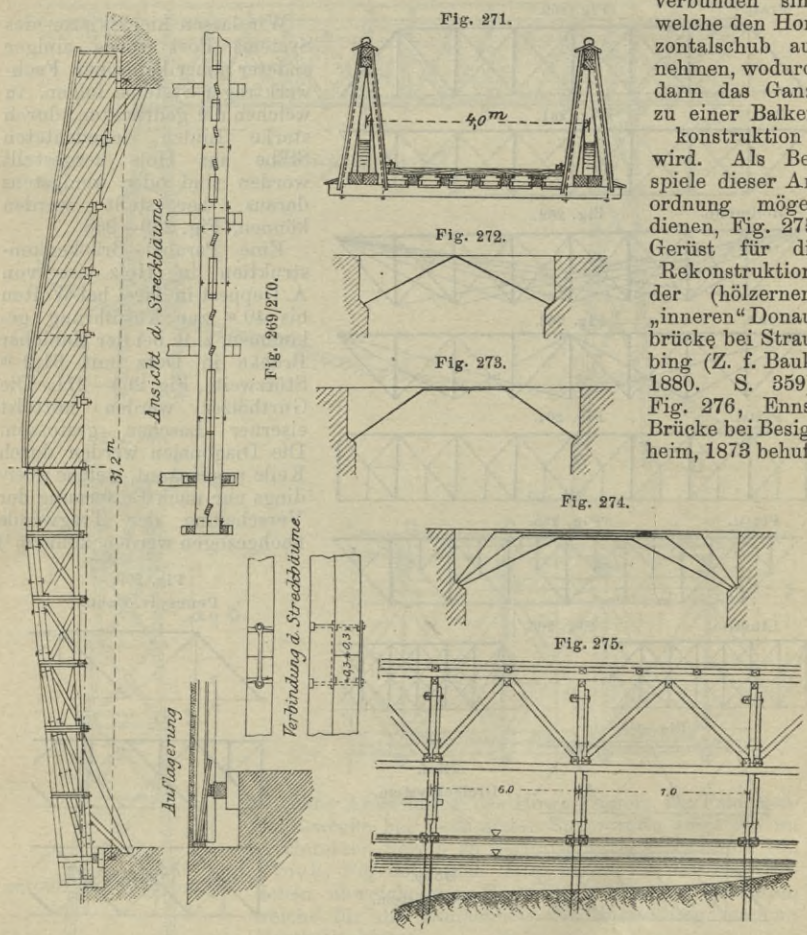
Wir verstehen hierunter alle Brücken, welche einen Horizontalschub auf die Widerlager oder Pfeiler ausüben, also die Sprengwerks-Brücken und die Bogen-Brücken. Hinzu treten die mehrfachen Systeme: vereinigte Häng- und Sprengwerke und Fachwerkträger, die durch grösstentheils innerhalb des Fachwerks liegende, mit ihren Fussenden aber unterhalb der unteren Trägergurtung

[1]) Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1883. S. 8.

sich gegen die Widerlager stemmende, also Horizontalschub auf die letzteren ausübende Bögen verstärkt sind.

Einfache Sprengwerke, Fig. 272, kommen bei Brücken im engeren Sinne selten vor, da die Konstruktionshöhe in der Mitte meist auf einen gewissen Theil der Spannweite möglichst gering sein soll. Diese Bedingung führt zu Systemen wie Fig. 273 und 274, welche im Gegensatz zu dem einfachen Sprengwerk labil sind.

Dagegen kommt das einfache Sprengwerk bei Viadukten vielfach vor, allerdings meist so, dass die Fusspunkte der Streben durch Zangen mit einander verbunden sind, welche den Horizontalschub aufnehmen, wodurch dann das Ganze zu einer Balkenkonstruktion wird. Als Beispiele dieser Anordnung mögen dienen, Fig. 275, Gerüst für die Rekonstruktion der (hölzernen) „inneren" Donaubrücke bei Straubing (Z. f. Bauk. 1880. S. 359), Fig. 276, Enns-Brücke bei Besigheim, 1873 behufs



Ersatzes einer Howe'schen Eisenbahnbrücke durch Eisenkonstruktion, als Provisorium ausgeführt in der eingleisigen Bahnlinie Bietigheim-Heilbronn (A. B. Z. 1878). Fig. 277, 278, ein Konkurrenz-Entwurf des Architektenvereins zu Berlin für eine Kriegsbrücke, zeigt zwar einen kurzen wagrechten Spannriegel zwischen den Strebenköpfen, kann aber wegen der geringen Länge desselben wohl noch zu den stabilen Sprengwerken gerechnet werden, Fig. 279, 280. Ein anderer Entwurf aus derselben Konkurrenz (1. Preis) zeigt ein mehrfaches Sprengwerk-System mit durch untere Gurtung aufgehobenem Horizontalschub.

Fig. 276.

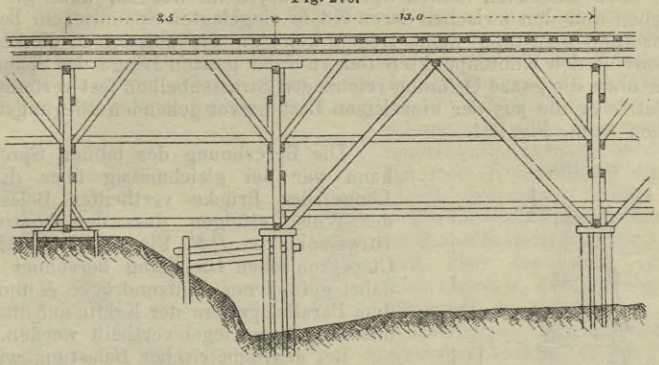


Fig. 277.

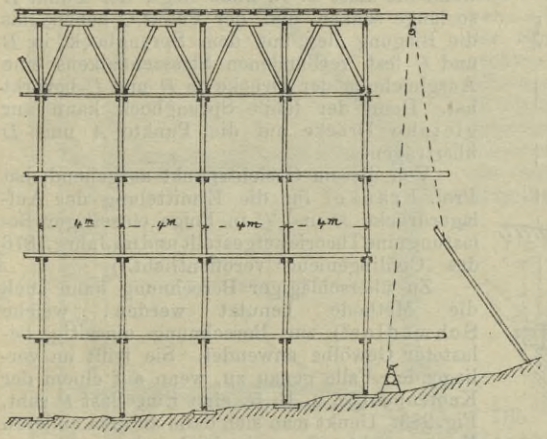


Fig. 278.

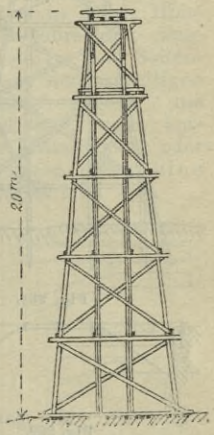
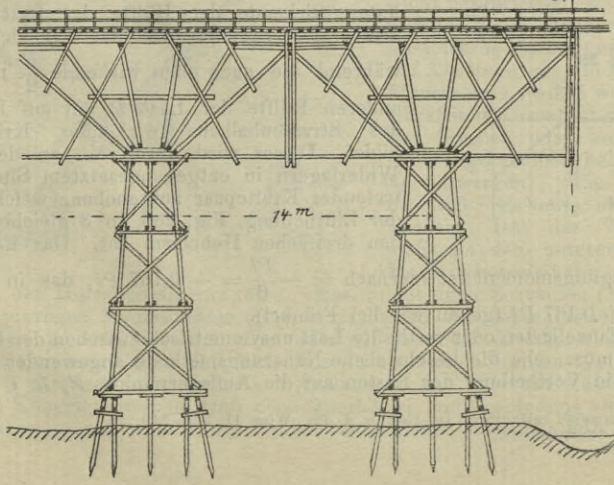


Fig. 279.



Die oben skizzirten labilen Sprengwerksysteme würden, wenn sie nur aus den Streben und den zwischen deren Köpfe eingelegten Spannriegeln beständen, eine einseitige Belastung nicht tragen können. Sie müssen zu diesem Zweck mindestens an den Knotenpunkten (oder auf der ganzen Länge des Spannriegels) mit dem über die ganze Oeffnung reichenden Strassenbalken fest verbunden sein, damit Letzterer die aus der einseitigen Last hervor gehenden Biegungsmomente aufnehmen kann, Fig. 281.

Fig. 280.

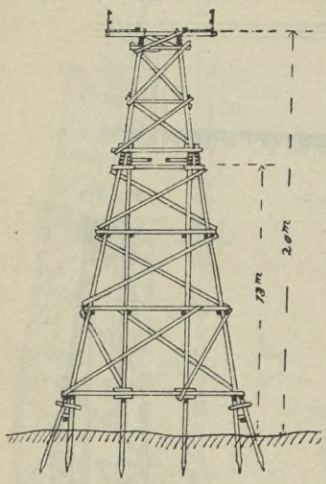


Fig. 281.

Fig. 282.

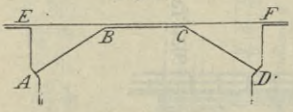
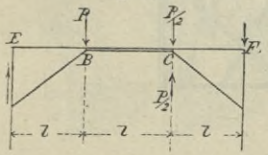


Fig. 283.



Die Berechnung des labilen Sprengwerks kann nur bei gleichmässig über die ganze Länge der Brücke vertheilter Belastung in der Weise erfolgen, dass der kontinuirliche Strassenbalken EF, Fig. 282, mit Hilfe der Clapeyron'schen Gleichung berechnet und die dabei gefundenen Stützendrücke B und C nach dem Parallelogramm der Kräfte auf die Streben und den Spannriegel vertheilt werden.

Bei unsymmetrischer Belastung wird sich, wenn die Last z. B. links liegt, der Punkt B so lange senken und der Punkt C heben, bis die Biegung des mit dem Sprengbock in B und C fest verbundenen Strassenbalkens eine Ausgleichung der Drücke in B und C bewirkt hat. Denn der labile Sprengbock kann nur gleiche Drücke auf die Punkte A und D übertragen.

Von diesem Gesichtspunkt ausgehend, hat Prof. Fränkel für die Ermittelung der Auflagerdrücke B und C in Folge einseitiger Belastung eine Theorie aufgestellt und im Jahrg. 1876 des „Civilingenieur" veröffentlicht.[1])

Zu überschlägiger Berechnung kann auch die Methode benutzt werden, welche Schwedler[2]) zur Berechnung einseitig belasteter Gewölbe anwendet. Sie trifft im vorliegenden Falle genau zu, wenn auf einem der Knotenpunkte, z. B. B, eine Einzellast P ruht, Fig. 283. Denkt man sich dann an dem anderen Knotenpunkte, C, zwei gleiche aber entgegengesetzte Kräfte $\frac{P}{2}$ angebracht, so hält die nach unten wirkende der Hälfte der Last P mit Hilfe des Sprengbocks das Gleichgewicht, während die nach oben wirkende $\frac{P}{2}$ mit der anderen Hälfte der Last P ein auf Biegung des Strassenbalkens wirkendes Kräftepaar bildet. Dieses wird durch ein an den End-Widerlagern in entgegengesetztem Sinne auftretendes Kräftepaar aufgehoben, welches bei der Eintheilung, Fig. 283, in 3 gleiche Felder den dreifachen Hebelarm hat. Das in C auftretende Biegungsmoment ist hiernach $= -\frac{Pl}{6} = -0{,}167\,Pl$, das in B auftretende $= +0{,}167\,Pl$ (genau wie bei Fränkel).

Liegen Einzellasten oder vertheilte Last unsymmetrisch zwischen den Knotenpunkten, so muss, ehe die beschriebene Näherungsmethode angewendet werden kann, erst die Vertheilung der Lasten auf die Auflagerpunkte E, B, C und F

[1]) Auszugsweise mitgetheilt im Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 319.
[2]) Z. f. B. 1868. Sp. 468.

vorgenommen werden. Dies kann in der Weise geschehen, als wenn von E nach B, B nach C und C nach F Einzelträger lägen. Rechnet man mit den so gefundenen Auflagerdrücken die Biegungsmomente des kontinuirlichen Strassenbalkens, wie vorhin angegeben, aus, so erhält man die absoluten Werthe der grössten Momente etwas grösser (8 bis 12%) als bei der genauen Fränkel'schen Methode, was für überschlägliche Rechnungen nicht schädlich ist und zur Bestimmung des Strassenbalken-Querschnitts genügt, da derselbe bei Holz-Konstruktion durchweg gleich genommen werden muss.

Fig. 285.

Fig. 284.

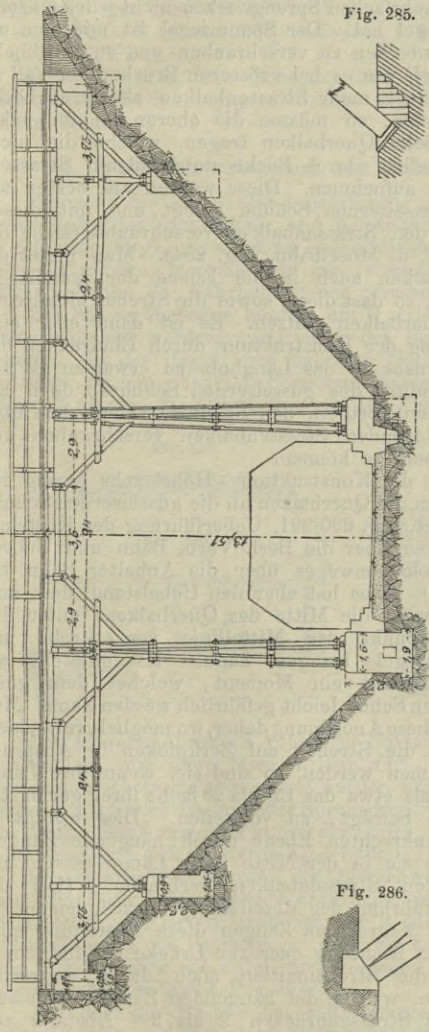


Fig. 286.

Für die Stärken des Sprengbocks ist die volle Belastung massgebend und also die oben erwähnte Stützendruck-Bestimmung nach Clapeyron anzuwenden.

Als Beispiel einer labilen Sprengwerksbrücke skizziren wir, Fig. 284, eine Wegeüberführung der Moselbahn. Die etwa in halber Höhe der Streben angebrachten wagrechten Zangen in den Seitenöffnungen heben den einseitigen Horizontalschub gegen die Zwischenpfeiler auf, wenn entweder nur die Mittelöffnung oder die Seitenöffnungen (bezw. eine derselben) belastet sind. —

Fig. 287.

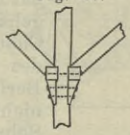


Fig. 288.

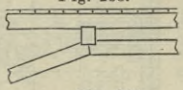
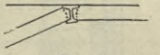


Fig. 289.



Die Neigung der Sprengstreben gegen den Horizont ist nicht flacher als 25° zu nehmen. Ihre Füsse sollen vom Hochwasser nicht berührt werden. Sie werden stumpf gegen Quadersteine oder gusseiserne Platten gestellt, welche auf Absätzen oder in Nischen des Mauerwerks verlegt werden, deren Oberfläche normal ist zur Richtung der Streben oder zur mittleren Richtung derselben (bei mehrfachen Sprengwerken), Fig. 285 und Fig. 286. Es muss dafür gesorgt werden, dass das Wasser sich nicht an dem unteren Ende des Holzes sammeln kann. Auch muss die Luft das Holz überall umspülen. Man findet auch Schwellen (Mauerlatten) auf die schrägen Mauerabsätze (Stufen im Felsen der Einschnitte) gelegt, auf welche sich die Streben (unmittelbar oder auf quer über die Mauerlatten gelegte Klötze) stemmen. Gegen die Stiele der Joche oder hölzernen Zwischenpfeiler fallen die Streben entweder mit Versatzungen an, oder sie stützen sich auf versatzte Knaggen, welche dann noch Querhölzer zur Verbindung der Jochstiele tragen können, auf welche die Streben aufgeklauet sind, Fig. 287. Gegen die

Spannriegel setzen sich die Streben entweder stumpf, Fig. 288, (Zwischen-Lagen von Blech zu empfehlen) oder mittelst gusseiserner Schuhe, Fig. 289.

Wenn jeder Strassenbalken durch einen Sprengbock unterstützt ist, so ist der zuletzt erwähnte gusseiserne Schuh an den Strassenbalken anzuschrauben. Er kann dann durch Rippen, die in den Balken eingreifen, Schubkräfte auf denselben übertragen. Der Strassenbalken dient auf diese Weise zum Theil als Spannriegel, indem wenigstens bei mehrfachen Sprengwerken nicht jedes einzelne System seinen besonderen Spannriegel hat. Der Spannriegel ist mit dem unmittelbar darüber liegenden Strassenbalken zu verschrauben und zu verdübeln.

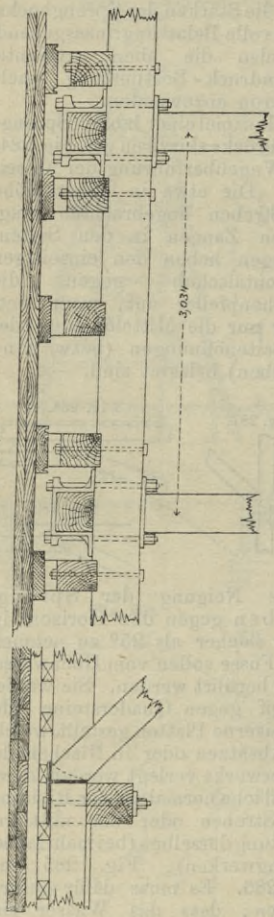


Fig. 290/291.

Sind, wie es bei grösseren Brücken der Fall zu sein pflegt, mehr Strassenbalken als Sprengböcke vorhanden, so müssen die oberen Knotenpunkte der Böcke Querbalken tragen, welche die nicht unmittelbar durch Böcke unterstützten Strassenbalken aufnehmen. Diese werden am besten auf die gusseisernen Schuhe gelegt und mit diesen sowie den Strassenbalken verschraubt (siehe die Ueberf. d. Moselbahn, Fig. 284). Man findet die Querbalken auch in die Ebene der Spannriegel gelegt, so dast diese, sowie die Streben sich gegen die Querbalken stützen. Es ist dann eher eine Senkung der Konstruktion durch Eindrücken des Hirnholzes in das Langholz zu erwarten als bei Anwendung des gusseisernen Schuhes; doch hat man den Vortheil, den Spannriegel mit dem über ihm liegenden Strassenbalken verschrauben und verdübeln zu können.

Wo die Konstruktions-Höhe sehr gering ist, hat man die Querbalken an die gusseisernen Schuhe gehängt, Fig. 290/291, Ueberführung der Küstriner Chaussee über die Berl. Verb. Bahn und Ueberf. des Kolonnenweges über die Anhalter Bahn bei Berlin). Dies hat aber den Uebelstand, dass man nicht wohl die Mitte des Querbalkens unter den Schnittpunkt der Mittellinie von Strebe und Spannriegel bringen kann. Es entsteht am Knotenpunkt ein Moment, welches dem gusseisernen Schuh leicht gefährlich werden kann. Man sollte diese Anordnung daher, wo möglich, vermeiden.

Da die Streben auf Zerknicken in Anspruch genommen werden, so sind sie, wenn ihre Länge mehr als etwa das 15- bis 20fache ihrer geringsten Stärke beträgt, zu versteifen. Dies erfolgt in der senkrechten Ebene durch hängende Zangen, welche sie in der Mitte ihrer Länge fassen und mit den Strassenbalken verbinden. (Bei der Ueberführung der Moselbahn, Fig. 284, leisten die langen wagrechten Zangen diese Absteifung mit). In der Richtung quer zur Brücke verbindet man wohl die Strebenmitten noch durch wagrechte Zangen, welche die hängenden Zangen umfassen.

Die Sprengböcke erhalten bei Strassenbrücken 2 bis 3 m Abstand von einander, bei Eisenbahnbrücken 1,5 bis 2 m. Die Knotenpunkte pflegt man 3 bis 5 m von einander entfernt anzunehmen.[1])

Hölzerne Bogenbrücken wurden aus gebogenen Balken von Wiebeking gebaut. Diese Brücken entbehrten jedoch der nöthigen Versteifung.

Die Versteifung der Bögen erfolgt (wie bei den eisernen Brücken) entweder indem man den Bogen in sich steif macht, oder indem man die Zwickel zur Aussteifung benutzt.

[1]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 313.

Das erstere kann geschehen, indem man nach Art der Klötzelbrücken, kurze Holzstücke zwischen die Bogenhölzer legt, Fig. 292, und durch dieselben Bolzen zieht, oder indem man 2 über einander liegende Bögen durch Gitterwerk verbindet. (Beispiel die bekannte Cascade-Brücke von Brown, 83,8 m weit.[1])

Für das letztere Verfahren giebt unter andern Rziha[2]) ein Beispiel, Fig. 293.

Vereinigte Hänge- und Sprengwerks-Brücken (im Prinzip durch Fig. 257 dargestellt) hat man bis 119 m Weite ausgeführt. (Limmatbr. bei Wettingen (genau 118,89 m) erbaut 1778, verbrannt 1799 durch die Franzosen — abgebildet u. a. bei Schwarz).

Fig. 294 zeigt das Schema einer Brücke, bei welcher ein Theil der Last eines Fachwerkträgers durch einen Bogen auf die Widerlager übertragen wird.

e. Querkonstruktionen zur Unterstützung der Fahrbahn.

Während die auf S. 390 beschriebene Fahrbahn der Jochbrücke durch die Anwendung der Sattelhölzer und Kopfbänder keine grundsätzliche Aenderung zu erfahren pflegt, indem diese Unterstützungen unter jedem Strassenbalken angebracht werden, legt man auf die „armirten" Balken fast ausnahmslos Querbalken, welche die Fahrbahnen der Strassen- oder Eisenbahn-Brücken tragen.

Bei Strassenbrücken können die Querbalken, welche dann in 0,75 bis 1 m Abstand gelegt werden, unmittelbar den längs liegenden Unter-Bohlenbelag aufnehmen. In der Regel aber legt man die Querbalken in grösseren Abständen und lässt sie längs liegende Strassenbalken aufnehmen. Bei gegliederten Hauptträgern kommen die Querträger an die Knotenpunkte zu liegen.

Fig. 292.

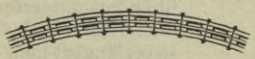


Fig. 293.

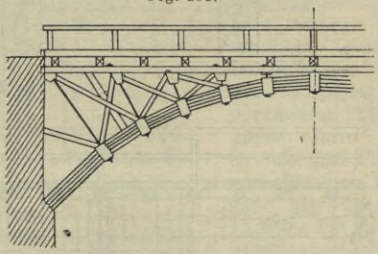
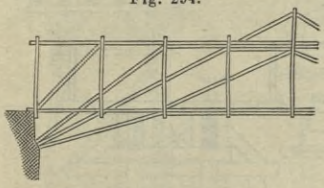


Fig. 294.



Bei Eisenbahnbrücken ruhen die Schienen entweder unmittelbar auf Querschwellen, die dann etwa in dem für das Gleis der freien Strecke vorgeschriebenen Abstande angeordnet werden und auf den „Strassenbalken", armirten Trägern, Fachwerkträgern oder Sprengwerken und Bögen aufliegen oder zwischen den Tragwänden angebracht werden, oder auf hölzernen Langschwellen, die dann ihrerseits auf stärkeren Querbalken liegen.

Im ersteren Fall werden die Querschwellen nicht auf Biegung beansprucht, wenn die Längsträger gerade unterhalb der Schienen angeordnet werden. Im andern Fall sind sie, je nachdem nur 2 oder mehr Längsträger für ein Gleis vorhanden sind, als Einzelträger oder als kontinuirliche Träger zu berechnen.[3]) Eine Tabelle über die unter verschiedenen Verhältnissen den Querschwellen zu gebenden Maasse giebt Pressel.[4])

Auf der Elb-Brücke bei Wittenberge lagen die Schienen auf hölzernen Langschwellen und diese auf 34 cm hohen, 26 cm breiten Querschwellen in durchschnittlich 1,085 m Abstand, welche auf den unteren Gurtungen der 4,16 m licht von einander entfernten Howe'schen Hauptträger auflagen.[5])

---

[1]) Abbildungen siehe Schwarz, Becker, Handb. d. Ing. Wiss. usw.

[2]) E. U. u. O. B. Bd. II. S. 138. Brücke über den Jagodnuya-Fluss in Russland.

[3]) Winkler, I. S. 69.

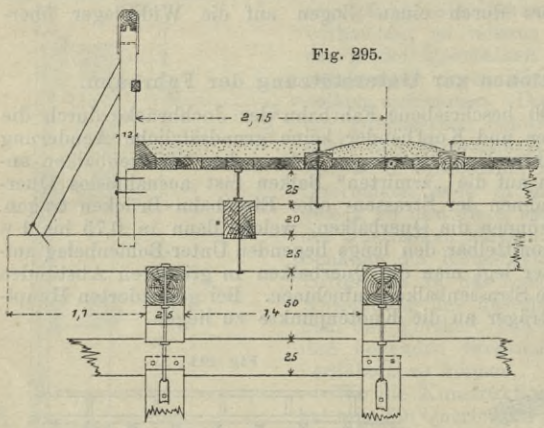
[4]) Normalien der k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft für hölzerne Brücken. Wien 1867, und Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 293.

[5]) Z. f. B. 1852 Bl. XV. Fig. 3 u. 4.

Zwischen und neben den Schienen werden die Fahrbahnen der Eisenbahnbrücken mit Bohlen abgedeckt. Um Zündung durch aus den Lokomotiv-Aschkasten fallende glühende Kohlen zu vermeiden, beschüttet man die Fahrbahn häufig mit Kies; in England (nebst Kolonien) in der ganzen Breite, wie Fig. 295, oder so, dass der gewöhnliche Querschwellen-Oberbau in den Kies gebettet werden kann, in Oesterreich nur zwischen den Schienen oder den die Schienen tragenden Langschwellen. —

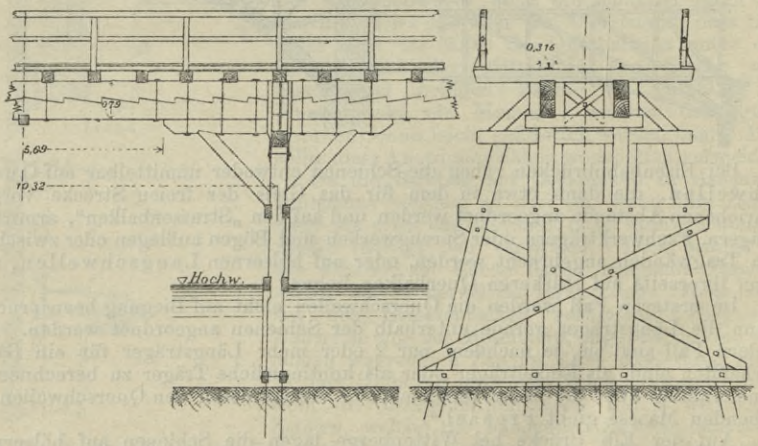
Bei hohen hölzernen Brückenträgern ist für die Querversteifung zu sorgen. Dies ist bereits bei armirten Trägern der Fall, noch mehr bei den Fachwerkträgern von grösserer Höhe. Liegen die Träger unter der Fahrbahn, so sind unter einzelnen Querbalken senkrechte Hölzer an die Hauptträger zu schrauben, an deren unteren Enden wagrechte, unter Hauptträger-Unterkante liegende Zangen anzuschrauben und in die so gebildeten Rechtecke Andreaskreuze zu setzen.

Fig. 295.



Liegt die Fahrbahn in Höhe der unteren Hauptträger-Gurtung (oder etwa über dem untersten Balken eines Klötzelholz-Trägers) so verlängert man einzelne

Fig. 296/297.



Fahrbahn-Querbalken nach aussen und steift die Hauptträger gegen die überstehenden Enden derselben ab, Fig. 243.

Ragen die Hauptträger über das für die Brückenfahrbahn erforderliche lichte Profil hinaus, so sind ihre oberen Gurtungen durch Querbalken zu verbinden und letztere durch Kopfbänder gegen die Hauptträger abzusteifen.

Im letzteren Fall sind in die von den oberen Gurtungen und den oberen Querbalken gebildeten Felder gekreuzte Diagonale zu legen, als Windverband. Ein solcher ist bei Eisenbahnbrücken jedenfalls auch in Höhe der Fahrbahn anzuordnen.

Bei Strassenbrücken bis 15 oder 25 m Spannweite genügt ein dicht schliessender und mit den Strassenbalken durch Nagelung gut verbundener Bohlenbelag, um die erforderliche Steifigkeit im wagrechten Sinne zu gewährleisten.

f. Hölzerne Zwischenpfeiler

Die einfachste Form der hölzernen Zwischenpfeiler, die Joche aus einer einzelnen Pfahlreihe, haben wir nuf S. 10 beschrieben.

Als Beispiel eines solchen Jochs für eine provisorische Eisenbahnbrücke geben wir noch in Fig. 296, 297 die Fluthbrücke an der Waag bei Tornocz,[1]) erbaut 1863/65. Die Pfeiler stecken 10 bis 11 m im Boden.

Wird bei wachsenden Spannweiten die Last für eine Pfahlreihe zu gross, so sind 2, 3 auch 4 Pfahlreihen neben einander zu rammen und durch wagrechte Zangen sowohl längs als quer zur Richtung des Pfeilers und durch Andreaskreuze mit einander zu verbinden. Die äusseren Pfahlreihen erhalten Neigung nach der Pfeilermitte, so dass dort die Pfahlköpfe sämmtlicher Reihen ganz oder nahezu zusammen kommen. Die Höhe der Joche aus im ganzen eingerammten Pfählen findet darin ihre Grenze, dass Pfähle von grösseren Längen als 12 bis 15 m theuer zu beschaffen und schwer zu rammen sind. Joche dieser Konstruktion von mehr als 8 bis 10 m frei stehender Höhe dürften also nicht vorkommen.

Fig. 299.

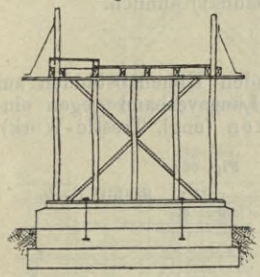


Fig. 298.

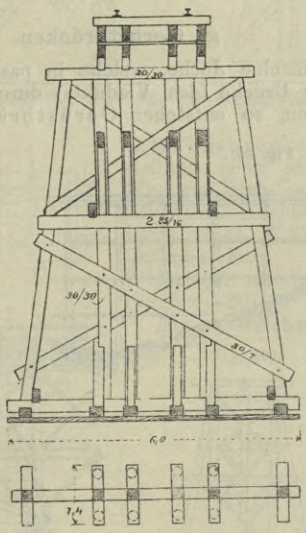
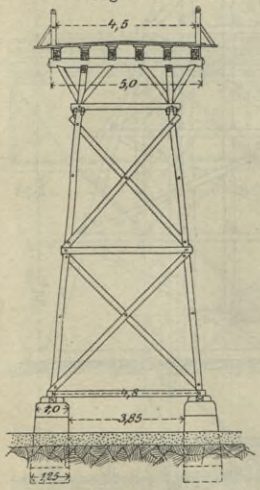


Fig. 300.



Aufgesetzte Joche stehen entweder auf eingerammten Pfählen oder auf Schwellrost, bezw. Bohlenunterlagen, oder auf Mauerwerk.

Die erste Art erwähnten wir schon S. 389.

Als Beispiel der zweiten geben wir in Fig. 298 einen Zwischenpfeiler der (bereits auf S. 408 genannten) provisorischen Ensbrücke bei Besigheim. Derselbe belastet den Untergrund schätzungsweise mit 0,35 kg/qcm. Die Humusschicht wurde auf 0,3 m Stärke ausgestochen, dafür eine gleich hohe Ausfüllung von Kies mit sehr reiner Sanduntermischung eingebracht und letztere durch mehrmalige Wasserbesprengung verdichtet. Neben jedem Dielrost wurden 4 kleine Pfähle eingeschlagen. Beim Befahren des Viadukts senkten sich die Dielroste gleichmässig um 1 cm.[2])

Die dritte Art der Unterstützung aufgesetzter Joche durch Mauerwerk, kommt sehr häufig bei Jochen vor, die im Trocknen stehen (z. B. Joche hölzerner Wegeüberführungen in Eisenbahn - Einschnitten).

---

[1]) A B. Z. 1871.
[2]) A. B. Z 1878.

Beispiele: Fig. 299, (schematisch skizzirt) Ueberführung eines Weges über die Berliner Verbindungsbahn und Fig. 300 eine Wegeüberführung der Moselbahn, vgl. Fig. 284.

Wird die Pfeilerhöhe so gross, dass man die Stiele nicht mehr gut aus einem Stück machen kann, also etwa über 12 m (die Stiele der Moselbahn-Ueberführung, Fig. 300, sind rund 11 m lang), so theilt man den aus mehreren Pfahlreihen neben einander bestehenden Pfeiler in 2 Stockwerke, die durch eine doppelt in sich fest verhundene Balkenlage der Höhe nach geschieden sind.[1])

Innigeren Zusammenhang und grössere Gleichartigkeit im Pfeiler erreicht man wenn man ihn aus Fachwerk herstellt. Solche Pfeiler haben bei rechteckiger Grundfläche 4 Säulen in den Ecken, deren jede aus 2 bis 4 Hölzern besteht, welche mit verwechselten Stössen angeordnet werden. Die Pfeiler bilden abgestumpfte Pyramiden, deren Seiten aus Fächern mit gekreuzten Druckstreben und wagrechten Zugankern gebildet werden. Sie sind den bekannten eisernen Pfeilern (z. B. Crumlin-, Saane (Freiburg)-, Iglawa-Viadukt) ähnlich.

g. Gerüstbrücken.

Errichtet man einzelne Joche, welche in passenden Höhenabständen auf die ganze Länge der Brücke (des Viadukts) durch Längsverband gegen einander versteift werden, so entstehen Gerüstbrücken (engl. Trestle-Work).

Fig. 301.

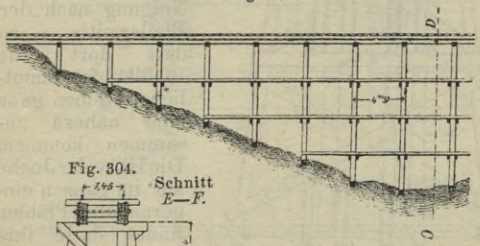


Fig. 302.

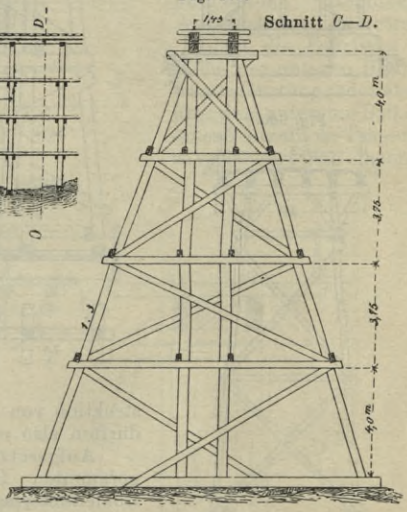


Fig. 304.

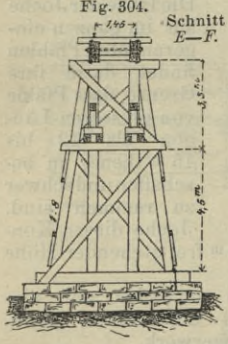
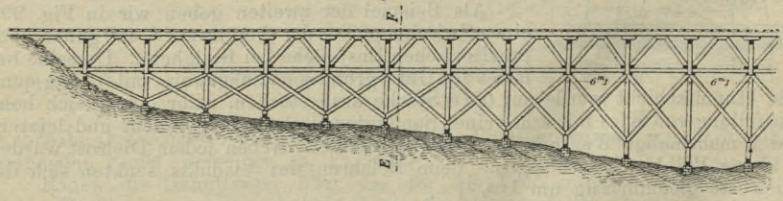


Fig. 303.



Diese besonders in Amerika ausgebildete Bauform beschreibt u. a. Pontzen im Jhrg. 1876 der Zeitschr. d. öst. I. u. A. V. S. 29. Wir entnehmen dort die Skizzen Fig. 301—304, welche ein äusserst einfaches und ein etwas mehr ge-

[1]) Handbuch d. Ing. Wiss. II. 1. Taf. 19. Fig. 8 bis 14. Vgl. auch Rziha, E. U. u. O II. S. 139

gliedertes Beispiel darstellen. Die Entfernung der Joche beträgt 4 bis höchstens 8 m. Hierdurch wird es möglich, die Fahrbahn sehr einfach zu bilden, entweder nur durch Balken oder durch kleine Sprengwerke.

Die auf S. 408 erwähnten Brücken (Donaubr., Enzbr. und Entwurf einer Kriegsbrücke mit dem Motto „Billig") gehören hierher. Desgleichen die

Fig. 305, 306.

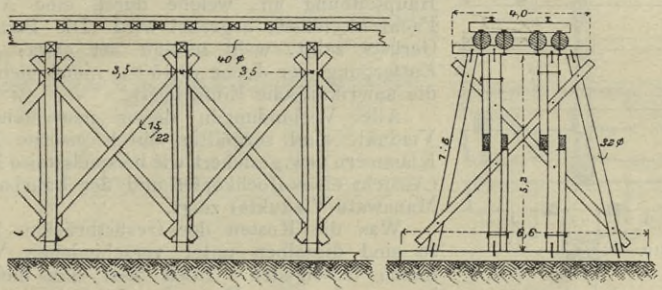


Fig. 307.

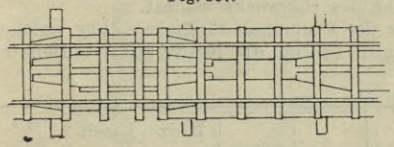
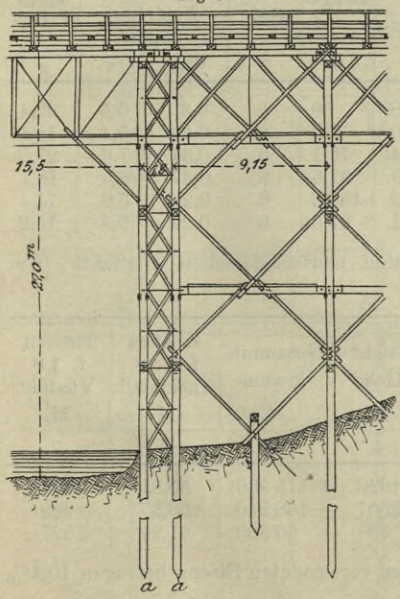


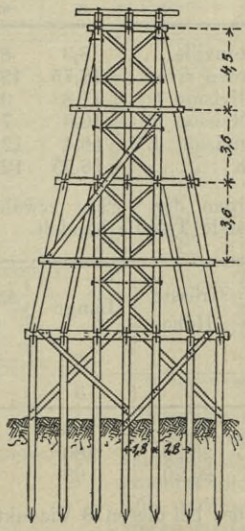
Fig. 308.



Interimsbrücke bei der Wiederherstellung einer eisernen 8,16 m weiten Weg- und Bach-Unterführung der Strecke Landeshut—Liebau, welche am 17.7.1882 durch einen Wolkenbruch infolge von Unterwaschung der Flügel und Widerlager theilweise zerstört wurde, Fig. 305—307.[1])

Bis zu welcher Ausdehnung solche Gerüstbrücken in Amerika gebaut werden, zeigt der Viadukt der New-Orleans- und der Nord-Ost-Eisenbahn durch den Pontchartrain-See. Er ist 34,6 km lang (9,25 km im See). Jedes Joch hat 4 bis 18,3 m lange Pfähle. Der Abstand der Pfähle beträgt 3,96 m. Das Holz ist mit Kreosot getränkt.[2])

Fig. 309.



Zeichnet sich dieser Viadukt durch seine Länge aus, so ist der 1875 erbaute (inzwischen aber schon durch einen eisernen ersetzte) Portage-Viadukt der Eriebahn wegen seiner Höhe erwähnenswerth; dieselbe erreicht das Maass von 69 m.

[1]) Zentr. Bl. d. Bauv. 1884. S. 48.
[2]) Zentr. Bl. d. Bauv. 1883. S. 205.

Ein etwas abweichendes Gepräge tragen einige Viadukte auf Neu-Seeland, von welchen wir einen, den Manawatu-Viadukt,[1]) durch die Skizzen Fig. 308/309 darstellen.

Er dient einer eingleisigen Eisenbahn mit 1,067 m Spurweite und ist auf eine bewegliche Last von 3,25 t f. 1 m Länge berechnet. Das Gerüst schliesst sich bei ihm zu beiden Seiten einer 15,5 m weiten Hauptöffnung an, welche durch eine Art von Fachwerkpfeilern begrenzt wird. Die Bauart des Gerüsts zeigt, wohl infolge der etwas grossen Entfernung der Joche (9,15 m), nicht mehr ganz die amerikanische Einfachheit.

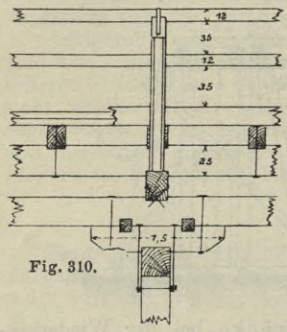


Fig. 310.

Alle Verbindungen dieser neuseeländischen Viadukte sind sorgfältig durch eiserne Bolzen, Klammern usw. gesichert, wie beispielsweise Fig. 310 (Ansicht eines Jochkopfes und der Fahrbahn des Manawatu-Viadukts) zeigt.

Was die Kosten der Gerüstbrücken betrifft, so sind dieselben unter verschiedenen Verhältnissen verschieden. Doch lässt sich nicht verkennen, dass der Preis von 1 qm Ansichtsfläche mit der Höhe des Bauwerks wächst.

Billig stellten sich die Holz-Viadukte der Cincinnati-Südbahn, über welche die folgende, von Lavoinne und Pontzen (durch die Nouv. ann.) entlehnte Tabelle Auskunft giebt.

Bezeichnung des Viadukts.	Höhe grösste m	Höhe geringste m	Länge m	Stützweite m	Holz f. 1 qm der Ansichtsfläche cbm	Eisen f. 1 qm der Ansichtsfläche kg	Preis des Ueberbaues f. 1 qm Ansichtsfl. M
Sandford u. Hustonville . . .	8,9	8,6	59	6	0,3	6,5	22,4
South Fork of green river .	18,75	12,0	192	6	0.24	5,4	18,4
Sinking Creek (Division *D*) .	11,8	9,4	72,1	6	0,34	7,6	27,2
— (Division *E*) .	10,6	7,9	91,5	6	0,37	6,5	18,4
— (Division E^1)	16,4	12,2	158,6	6	0,23	5,8	14,4
Appletree Branch	16,55	12,1	91,5	6	0,22	5,5	15,2

Theurer wurden die vorhin erwähnten neuseeländischen Viadukte, von welchen die folgende Tabelle handelt.

Name des Viadukts	Grösste Höhe m	Länge m	Ansichtsfläche qm	Gesammtkosten M.	Kosten f. 1 qm Ansichtsfl. M.	Kosten f. 1 m Viadukt M.
1	2	3	4	5	6	7
Manawatu . .	27,00	1[illegible]8	1923	115 980	60,31[2])	784
Mangarangiora .	26,20	185	3307	168 240	50,87	909
Makatoko . .	23,20	68	985	60 980	61,91	897

Die Kosten des bei diesen 3 Viadukten verwendeten Eisens betragen 10,4 % der Gesammtkosten.

Der 69 m hohe Portage-Viadukt hat 560000 M. gekostet. Er enthielt 3390 cbm Holz und 60 t Eisen.

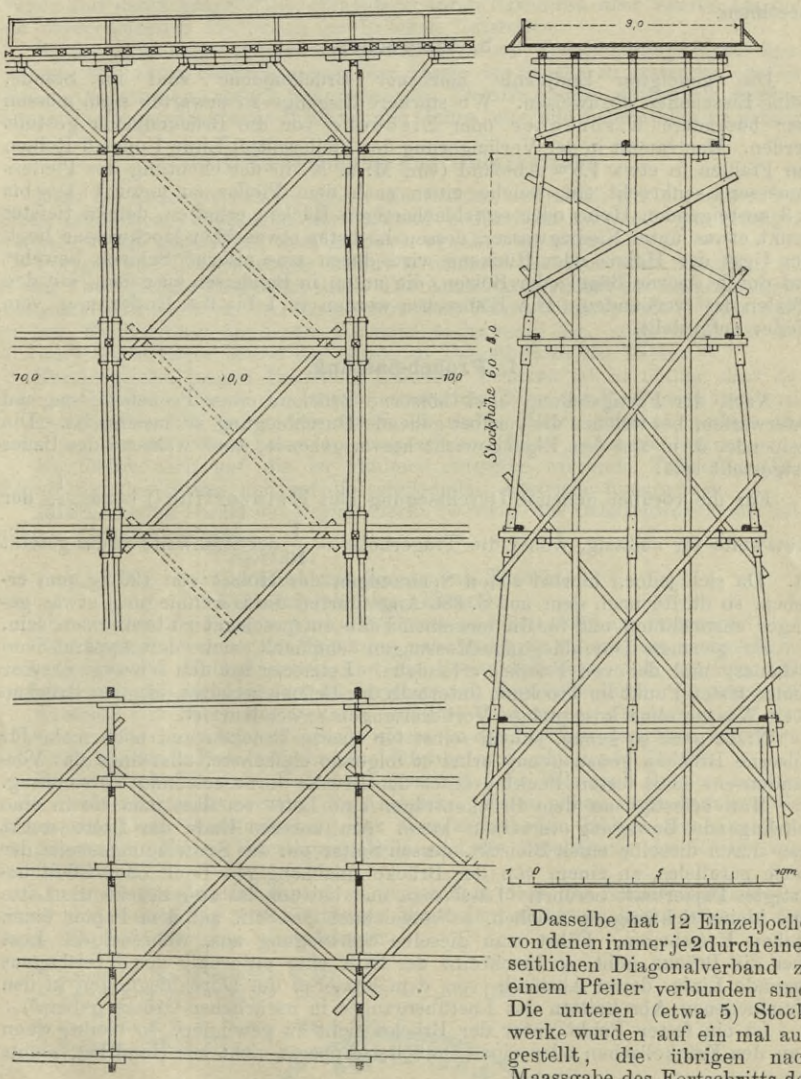
[1]) Nouv. ann. 1881. Sp. 150.

[2]) Nach den Nouv. ann. müsste hier 46,56 stehen. Diese Zahl ist aber mit den übrigen nicht in Einklang zu bringen, so dass ein Irrthum vorzuliegen scheint.

Auf 1 qm der Ansichtsfläche kamen 0,63 cbm Holz. Hieraus berechnet sich die Ansichtsfläche zu 5380 qm und die Kosten für 1 qm Ansichtsfläche ergeben sich zu rund 104 M.

Schliesslich sei hier als ein in seiner allgemeinen Anordnung den Gerüstbrücken ähnliches tüchtiges Bauwerk noch das Montirungsgerüst der rd. 120 m stützweiten Oeffnung des Trisana-Viadukts der Arlbergbahn erwähnt.

Fig. 311, 312, 313.



Dasselbe hat 12 Einzeljoche, von denen immer je 2 durch einen seitlichen Diagonalverband zu einem Pfeiler verbunden sind. Die unteren (etwa 5) Stockwerke wurden auf ein mal aufgestellt, die übrigen nach Maassgabe des Fortschritts der Pfeileraufmauerung einzeln aufgesetzt. Ausschliesslich der Schwellen, „Kappbäume“ und Bedielung ist durchweg rundes, unbehauenes Holz verwendet. Die Kappbäume sind 40 cm, die Ständer 25—30 cm, die Längsbäume, die wagrechten Verbindungshölzer und Sprengwerke 25 cm und die Windstreben 16—20 cm stark

gehalten. Das Montirungsgerüst enthält rund 2000 cbm Holz. Die Höhe vom Wasserspiegel bis zur Schienenhöhe beträgt 86 m. Die zu montirende Halbparabel-Brücke ist eingleisig[1]).

Hinsichtlich der massiven Pfeiler hölzerner Balkenbrücken verweisen wir auf S. 377—381, wo wir diesen Gegenstand, allerdings im Hinblick auf eiserne Brücken ausführlich behandelt haben; doch können die dort entwickelten Formeln und Grundsätze auch für Holzbrücken gelten. Haben die Pfeiler Horizontalschub auszuhalten, so sind sie selbstredend für jeden gegebenen Fall statisch zu berechnen.

h. Eisbrecher.

Die geneigten Endpfähle hölzerner Brückenjoche sind im Stande, kleine Eisschollen abzuweisen. Wo stärkere Eisgänge zu erwarten sind, müssen aber besondere Eisbrecher oder Eisböcke vor die Brückenjoche gestellt werden. Man rammt in der Verlängerung der Pfeilermittel-Linie 1 oder 3 Reihen von Pfählen in etwa 1,5 m Abstand (von M. z. M. in der Richtung des Pfeilers gemessen) senkrecht ein, welche einen nach dem Pfeiler zu unter $1 : 1^1/_2$ bis $1 : 3$ ansteigenden Holm oder satteldachartigen Rücken erhalten, dessen tiefster Punkt etwas unter Niedrigwasser, dessen höchster etwas über Hochwasser liegt. Der Grat des Holms oder Rückens wird durch eine eiserne Schiene bewehrt und durch eiserne Bügel oder Bolzen, die unten in Bandeisen ausgehen, mit den Pfählen fest verbunden. Die Eisbrecher werden in 1 bis 3 m Entfernung vom Pfeiler aufgestellt.

i. Probebelastung.

Nach der Fertigstellung sind hölzerne Brücken einer Probebelastung zu unterwerfen, bei welcher die vorüber gehende Durchbiegung zu messen ist. Die bleibende, d. h. aus dem Eigengewicht hervor gehende, muss während des Baues festgestellt sein.

Für die vorüber gehende Durchbiegung hält Heinzerling[2]) etwa $\frac{1}{375}$ der Stützweite für zulässig, wobei die Trägerhöhe $= \frac{1}{10}$ der Stützweite voraus gesetzt ist. Da sich jedoch hierbei schon Spannungen des Holzes von 120 kg/qcm ergeben, so dürfte nach dem auf S. 386 Angeführten die Durchbiegung etwas geringer anzunehmen und für die einzelnen Fälle entsprechend zu bestimmen sein.

Zu genauen Durchbiegungs-Messungen empfiehlt sich der Apparat von Askenasy und der von Fränkel erfundene. Letzterer hat den Vorzug, dass er keinen festen Punkt im Trocknen unterhalb der Brücke verlangt, also bei Brücken über Wasser ohne kostspielige Vorbereitungen anwendbar ist.

Nicht ganz so genau, jedoch selbst für eiserne Brücken und noch mehr für hölzerne Brücken genau genug arbeitet folgende einfachere, allerdings das Vorhandensein eines festen Punktes unter der Brücke voraussetzende Vorrichtung.

Man befestigt an dem Brückenträger eine Latte so, dass man sie in eine schwingende Bewegung versetzen kann. Am unteren Ende der Latte steckt man durch dieselbe einen Bleistift, dessen Spitze ein der Schwingungsebene der Latte paralleles, an einem von der Brücke unabhängigen Bock oder Pfahl befestigtes Papierblatt berührt. Lässt man nun bei unbelasteter Brücke die Latte eine kleine Schwingung machen, so verzeichnet der Stift auf dem Papier einen flachen Kreisbogen. Führt man dieselbe Schwingung aus, während die Last über die Brücke geht, so beschreibt der Stift eine unterhalb des Kreisbogens liegende Linie, deren Abstände von dem letzteren die Durchbiegungen in den verschiedenen Abschnitten des Lastüberganges in natürlicher Grösse geben.[3])

Ist ein fester Punkt unter der Brücke nicht zu gewinnen, so bleibt, wenn man den Fränkel'schen oder einen ähnlichen Apparat nicht zur Hand hat, nichts

---

[1]) Centralbl. d. Bauv. 1884. S. 94.

[2]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 337.

[3]) Laut Z. f. B. 1859. S. 142 scheint diese Art der Durchbiegungs-Messung zuerst 1857 von Plathner angewendet zu sein. In neuerer Zeit sind die Durchbiegungen der eisernen Unterführungen der Berliner Stadtbahn so gemessen. (Vgl. D. Bztg. 1883. S. 47.)

übrig, als mit einem am Ufer aufgestellten Nivellirinstrument die Durchbiegung an einem an der Brücke angebrachten Millimeter-Maasstabe zu beobachten. In ähnlicher Weise kann man auch wagrechte Seiten-Schwankungen der Brücke beim Befahren messen.

Um zu überwachen, ob die Träger nicht allmählich eine bleibende Durchbiegung unter der Verkehrslast annehmen, oder um festzustellen, wie gross eine solche nach einer gewissen Zeit geworden ist, muss man an verschiedenen Punkten der Träger Höhenmarken anbringen (z. B. an den Streben der Howe'schen Träger und deren gegenseitige Höhenlage durch Nivelliren oder Visiren bei den sich wiederholenden Prüfungen der Brücken feststellen.

Solche Prüfungen, welche sich nicht allein auf Durchbiegungs-Messungen, sondern auf genaue Besichtigungen aller Theile der Brücke zu erstrecken haben, müssen in gewissen, vorher festzusetzenden Zeitabschnitten wiederholt werden. Heinzerling[1]) empfiehlt neue Brücken alle Jahre, alte alle halbe Jahre zu prüfen.

k. Ueberwachung und Unterhaltung.

Dass die Aufsichtsbeamten denen die Brücke untersteht, sie, abgesehen von diesen besonderen Prüfungen, fortwährend beobachten müssen, um etwaigen Mängeln sofort abzuhelfen, braucht kaum erwähnt zu werden.

Fortgesetzte Ueberwachung bedürfen hölzerne Brücken auch insofern, als sie der Feuersgefahr ausgesetzt sind. Die Amerikaner stellen bei einigermaassen bedeutenden Brücken an den Enden derselben Wasserbottiche auf.[2]) Dass auch bei uns Wachsamkeit in dieser Hinsicht nothwendig ist, zeigt u. a. der am 13. Juni 1885 erfolgte Brand der hölzernen Pregelbrücke bei Tapiau.[3])

Zur möglichst langen Erhaltung hölzerner Brücken ist es nöthig, dass das Holz vor Fäulniss, das in der Brücke verwendete Eisen vor Rost geschützt wird. In ersterer Hinsicht haben wir auf S. 14 einige Mittel erwähnt, welche zur Sicherung der der Nässe besonders ausgesetzten Hölzer gebraucht werden.

Es bleibt noch auf die der Fäulniss entgegen wirkende Tränkung (Imprägnirung) des Holzes und auf die schützenden Anstriche hinzuweisen.

Im Eisenbahn-Direktions-Bezirk Berlin werden die Bahnschwellen mit folgenden 3 Stoffen getränkt:

Chlorzink,
Chlorzink mit Zusatz von Theeröl,
Karbolsäurehaltiges Theeröl.

Die letztere Tränkungsart ist die älteste und seit 1868 im Gebrauch.[4])

Ein Anstrich, welcher der Tränkung nahe steht, da er, wie ihm nachgerühmt wird, tief in das Holz eindringt und die Poren desselben nicht schliesst, die Austrocknung also nicht hindert, ist derjenige mit dem Carbolineum (Avenarius[5]).

Anstrich mit Theer und Oelfarbe, schliest die Poren des Holzes, wirkt also auf nassem Holz geradezu schädlich, indem er das Stocken desselben befördert. Auf völlig trocknes Holz aufgebracht bildet er eine schützende Decke.

Ein wichtiger Theil der Unterhaltungsarbeiten bei hölzernen Brücken besteht in der rechtzeitigen Erneuerung des Anstrichs. Voran gehen muss derselben die Ausbesserung oder Auswechselung der etwa schadhaften Hölzer, das Anziehen lose gewordener Eisen - Befestigungstheile und die Beseitigung des Rostes von sämmtlichem Eisen.

Dauernde Sorgfalt ist darauf zu verwenden, dass das Niederschlagswasser schnell und vollständig von sämtlichen Bautheilen abfliessen kann, ohne in die Fugen, Zapfenlöcher usw. einzudringen.

---

[1]) Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 337.
[2]) Lavoinne et Pontzen. Ch. d. f. en Am. I. S, 120.
[3]) D. Bztg. 1885. S. 412.
[4]) Amtsblatt d. K. E. D. Bn. 1885. S. 307.
[5]) D. Bztg. 1885. S. 371.

Wilhelm Greve's Buchdruckerei, Berlin SW.