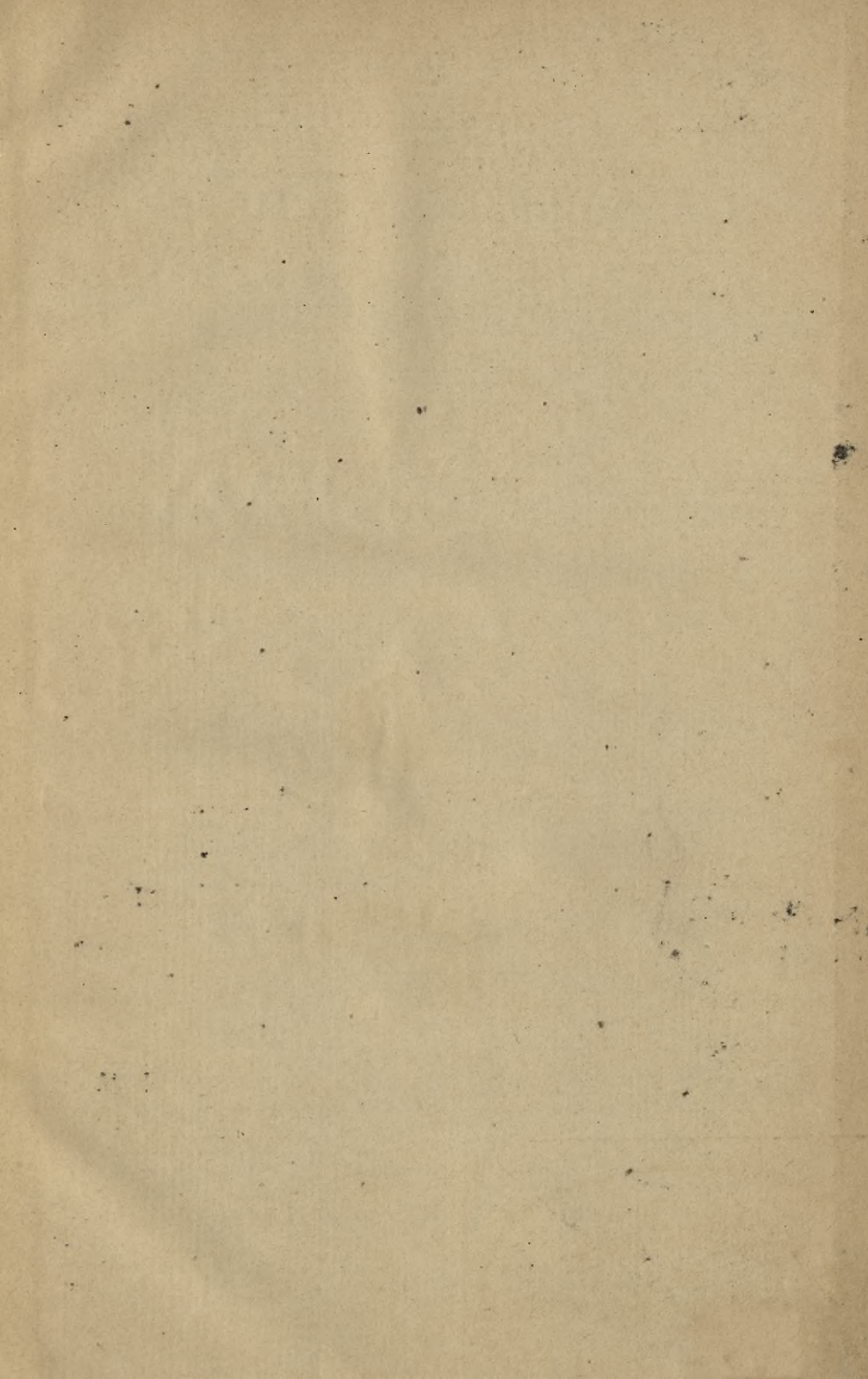


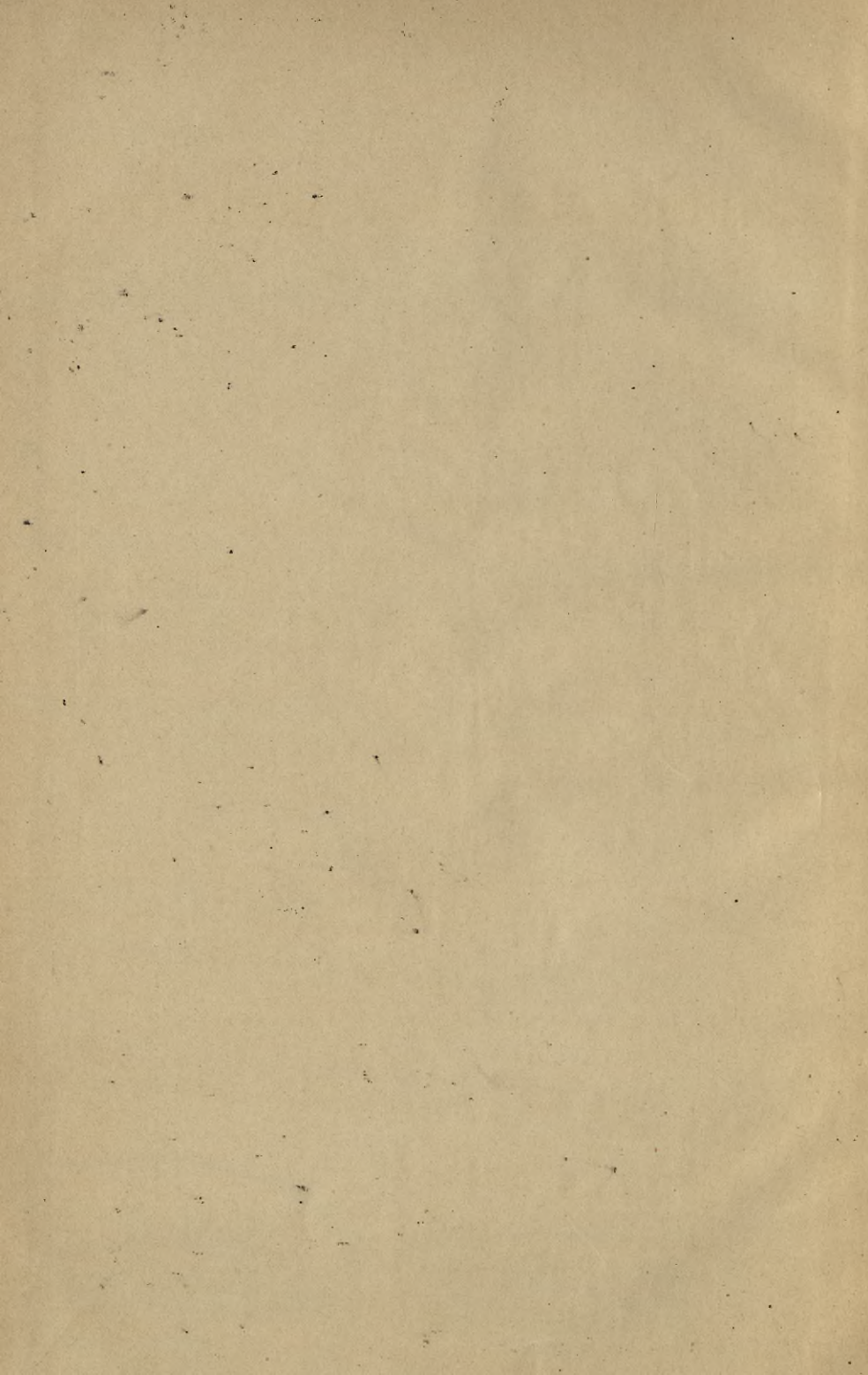


Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297361





Handbuch der Baukunde.

Eine

systematische und vollständige Zusammenstellung

der

**Resultate der Bauwissenschaften mit den zugehörigen
Hilfswissenschaften.**

Veranstaltet

von

**den Herausgebern der Deutschen Bauzeitung und des
Deutschen Baukalenders.**

Abtheilung III.:

Baukunde des Ingenieurs.

4. Heft.

Erdarbeiten; Strassenbau; Brückenbau.



BERLIN,

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

~ ~ ~

Erdarbeiten; Strassenbau; Brückenbau.

Bearbeitet

von

Barkhausen

Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover,

Nessenius

Landes-Baurath in Hannover,

Housselle

Regierungs- und Baurath zu Berlin.

Mit 514 Abbildungen im Text



No 1164

BERLIN,

Kommissions-Verlag von Ernst Toeche.

1892.

X
g/2598



11-348558

~~II 2619~~



Akc. Nr. 5198 / 51

3KU B-282/1917

Inhalts-Verzeichniss.

I. Erdarbeiten.

Seite 1—79.

I. Die vorbereitenden Arbeiten des Erdbaues.

Seite 2—27.

Seiten.

I. Vermessungsarbeiten 2

II. Boden-Untersuchungen.

Seite 2—4.

- a. Eigenschaften der Bodenarten 2—3
 - α. Die Gattung der zu bewegendenden Bodenarten. — β. Das Alter der Schichten. — γ. Die Lagerung der Schichten. — δ. Die Tragfähigkeit der Schichten. — ε. Die Wasserhaltigkeit der Schichten.
- b. Die Mittel zur Boden-Untersuchung 3—4
 - α. Das Sondiren. — β. Das Bohren. — γ. Das Abteufen von Versuchsschächten.
- c. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen 4

III. Massenermittlungen.

Seite 4—13.

- a. Grundlagen der Berechnungen 4—5
- b. Ermittlung der Flächen der Querprofile 5—9
 - α. Durch Rechnung mittels Tabellen. — β. Mittels Flächenmaassstab. — γ. Durch Zerlegung. — δ. Durch Beziehung der Flächen auf die gleiche Grundlinie. — ε. Mittels Planimeters. — ζ. Profilberichtigungen.
- c. Ermittlung der Massen aus den Profilen 9—13
 - α. Durch Rechnung. — β. Auf dem Wege der Auftragung. — γ. Mittels Momenten-Planimeters.

IV. Massenvertheilungen.

Seite 13—26.

- a. Bodenförderung 13—22
 - α. Wagrechte Förderung. — β. Förderung auf geneigter Bahn.
- b. Verfügung über die Erdmassen 22—26

V. Kostenermittlung 26—27

VI. Besondere Fälle der Massenvertheilung.

Seite 27.

- a. Einebnungen grösserer Flächen 27
- b. Erdarbeiten für Kanal- und Deicharbeiten 27

VII. Flächenermittlung für die Böschungsarbeiten 27

II. Ausführung der Erdarbeiten.

Seite 28—79.

I. Lösung des Bodens.

Seite 28—46.

a. Arten der Bodenlösung	28—44
α . Bodenarten ohne Zusammenhalt. — β . Weiche Bodenarten mit mässigem Zusammenhalt. — γ . Desgl. von grossem Zusammenhalte. — δ . Harte Bodenarten geringen Zusammenhalts. — ϵ . Desgl. mit grossem Zusammenhalt. — ζ . Bei den Bodenarten γ und δ . — η . Grabmaschinen.	
b. Kosten der Bodenlösung	44
c. Kosten für Grabmaschinen	44—46

II. Bildung der Dämme.

Seite 46—57.

a. Vorbereitende Arbeiten	46—47
b. Gestalt der Dämme	47—48
c. Eignung der Bodenarten für die Dämme	48
d. Ausführung der Schüttung	48—56
α . Lagenschüttung. — β . Kopfschüttung. — γ . Vereinigung der Kopf- und Lagenschüttung. — δ . Die Seitenschüttung.	
e. Der Schutz der Dämme	56—57

III. Bildung der Abträge (Einschnitte).

Seite 57—67.

a. Vorbereitende Arbeiten	57
b. Die Gestalt der Einschnitte	57—58
c. Herstellung der Einschnitte	58—66
α . Die Lösung des Abtrages erfolgt mit der Hand. — β . Die Lösung erfolgt mit Grabmaschinen.	
d. Schutz der Einschnitte	66—67
α . Schneewälle. — β . Schutz der Einschnitts-Böschungen.	

IV. Einebnung grosser Flächen und Aushub grosser Gruben

67—68

V. Rutschungen.

Seite 68—79.

a. Rutschungen bei Abträgen	69—73
α . Die Rutschfläche schneidet in der Böschung aus. — β . Die Rutschfläche liegt in, od. unter der Sohle.	
b. Rutschungen bei Aufträgen	73—75
α . Bewegungen im Damme selbst. — β . Desgl. auf der Unterfläche. — γ . Desgl. auf im Untergrunde verlaufender Gleitfläche.	

II. Der Strassenbau.

Seite 80—240.

I. Geschichtliche Entwicklung.

Seite 80—94.

a. Die ältesten Strassen Mitteleuropas	80—81
b. Die Römer-Strassen	81—83
c. Die Strassen im Mittelalter	83—84
d. Die Strassen-Pflasterung in den Städten.	84—85

	Seiten.
e. Die Steinschlag-Strassen der neueren Zeit	85—87
<i>α.</i> Die alte französische Bauweise. — <i>β.</i> Die dänische Bauweise von 1793. — <i>γ.</i> Die alte österreich. Bauweise. — <i>δ.</i> Die neuere franz. Bauweise (1775). — <i>ε.</i> Die preuss. Bauweise. — <i>ζ.</i> Mac Adam's Bauweise. — <i>η.</i> James Patterson's Bauweise. — <i>θ.</i> Die hannoversche techn. Anweisung von 1860.	
f. Die Strassen unter dem Einfluss der Eisenbahnen	87—94
<i>α.</i> Die gegenwärtige Bedeutung der Landstrassen. — <i>β.</i> Der Einfluss der Eisenbahnen auf die Bauart der Landstrassen. — <i>γ.</i> Das Verhältniss der Eisenbahnen zu den Landstrassen. — <i>δ.</i> Der Strassen-Verkehr. — <i>ε.</i> Ausdehnung einiger Strassennetze.	

II. Die Strassen-Fuhrwerke.

Seite 94—105.

a. Die Bauart der Fuhrwerke	94—97
<i>α.</i> Die ältesten Transportmittel. — <i>β.</i> Die Raddurchmesser. — <i>γ.</i> Die Radfelgen-Breiten. — <i>δ.</i> Der Sturz und die Kegelform der Achsschenkel.	
b. Hauptabmessungen und Gewichte der Strassenfuhrwerke	97—99
c. Widerstände der Strassenfuhrwerke	99—101
d. Die Strassen-Dampfwagen	101—102
e. Die Mitbenutzung der Strassen zur Anlage von Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung	102—105

III. Die Zugthiere.

Seite 105—110.

a. Die Geschwindigkeit	105—106
b. Die Zugkraft	106—108
<i>α.</i> Allgemeines. — <i>β.</i> Die Zugkraft auf ansteigenden Strassen. — <i>γ.</i> Die Zugkraft auf Strassen mit Längengefälle.	
c. Die mechanische Arbeit der Zugthiere	108—110

IV. Das Strassenbau-Material.

Seite 110—133.

a. Die Auswahl unter den verfügbaren Gesteinen	110—111
b. Die Prüfung der Gesteine auf Versuchsstrecken	111—113
<i>α.</i> Beziehung zwischen Verkehr und Abnutzung. — <i>β.</i> Beziehung zwischen Ansteigung und Abnutzung. — <i>γ.</i> Das Messen der Abnutzung.	
c. Prüfung der Gesteine in Versuchs-Anstalten	113—124
<i>α.</i> Die Wetterbeständigkeit. — <i>β.</i> Das Wasser-Aufnahmevermögen. <i>γ.</i> Die Druckfestigkeit. — <i>δ.</i> Der Härtegrad. — <i>ε.</i> Die Stossfestigkeit. — <i>ζ.</i> Die Abnutzbarkeit. — <i>η.</i> Die Politurfähigkeit. — <i>θ.</i> Die Gleichartigkeit des Material. — <i>ι.</i> Spezifisches Gewicht. — <i>χ.</i> Beziehungen der wichtigsten Eigenschaften unter einander. — <i>λ.</i> Beschlüsse der Konferenzen zu München und Dresden.	
d. Der Vergleichswerth verschiedener Gesteine	124—127
e. Die Verwendungsgrenzen der in verschiedenen Steinbrüchen gewonnenen Gesteine	127—128
f. Ergebnisse einiger in Versuchs-Anstalten ausgeführter Material-Prüfungen	128—133

V. Die Tracirung.

Seite 133—157.

a. Die Aufgabe der Tracirung	133—135
b. Die Verkehrs-Trace	135—138
<i>α.</i> Die Verbindung zweier Orte. — <i>β.</i> Die Verbindung dreier Orte. — <i>γ.</i> Die Herstellung von Anschlusswegen. — <i>δ.</i> Die Anordnung einer Kreuzung. — <i>ε.</i> Die Ermittlung einer Verkehrs-Trace für längere Wegezüge.	

IV

	Seiten.
c. Die Tracirungs-Elemente	139—154
<i>α.</i> Der Längenschnitt der Strassen. — <i>β.</i> Der Querschnitt der Strassen. — <i>γ.</i> Der Krümmungs-Halbmesser.	
d. Die techn. Tracirung und die Vorarbeiten	154—156
e. Darstellung der Entwürfe	156—157
f. Der Rentenertrag der Strassen	157

VI. Der Neubau.

Seite 157—196.

a. Der Erdkörper	157—160
<i>α.</i> Die Ausführung der Dämme. — <i>β.</i> Die Ausführung der Einschnitte. — <i>γ.</i> Die Moorstrassen. — <i>δ.</i> Die Erdkasten.	
b. Die Entwässerungs-Anlagen	160—163
<i>α.</i> Drainirung. — <i>β.</i> Die Seitengräben. — <i>γ.</i> Die Gossen. — <i>δ.</i> Durchlässe, Kanäle und Brücken. — <i>ε.</i> Die Ueberlaufsmulden.	
c. Die Steinbahnen	163—187
<i>α.</i> Die Wahl der Befestigungsart. — <i>β.</i> Wölbung und Quergefälle der Steinbahnen. — <i>γ.</i> Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen. — <i>δ.</i> Die Pflasterbahnen aus künstlichen Steinen. — <i>ε.</i> Die Steinschlagbahnen. — <i>ξ.</i> Die Grand- und Kiesbahnen. — <i>η.</i> Vorübergehend benutzte Fahrbahnen.	
d. Die Sommerwege und Reitwege	188
e. Die Fusswege und Materialbanketts	188
f. Die Seitenabfahrten	188
g. Die Baum- und Busch-Pflanzungen	189—193
<i>α.</i> Allgemeines. — <i>β.</i> Die Obstbäume. — <i>γ.</i> Die Waldbäume. — <i>δ.</i> Die Herstellung und Unterhaltung der Baumpflanzungen. — <i>ε.</i> Die Buschpflanzungen.	
h. Die Einfriedigungen	194
i. Die Abtheilungszeichen und Grenzsteine	194
k. Die Neubaukosten und Kostenanschläge	194—196

VII. Die Walzung der Strassen.

Seite 196—220.

a. Nutzen der Walzung	196
b. Die Pferdewalzen	196—199
c. Die Dampfwalzen	199—205
<i>α.</i> Das französische System. — <i>β.</i> Das englische System.	
d. Die Ausführung der Walzung	205—207
e. Angaben über die Verwendung der Dampf- und Pferdewalzen im Landstrassenbau	207—217
<i>α.</i> Strassenwalzung im Königreich Sachsen. — <i>β.</i> Desgl. im Reg. Bez. Wiesbaden. — <i>γ.</i> Desgl. in Württemberg. — <i>δ.</i> Desgl. in der Rheinprovinz.	
f. Zusammenstellung der Vorzüge und Nachtheile der Pferdewalzen und Dampfwalzen	217—220

VIII. Die Unterhaltung.

Seite 220—237.

a. Die Unterhaltung der Sommerwege und Banketts	220
b. Die Unterhaltung der Steinbahnen	221—233
<i>α.</i> Allgemeines. — <i>β.</i> Die Unterhaltung der Pflasterbahnen. — <i>γ.</i> Desgl. der Steinschlagbahnen.	
c. Die Strassenwärter und Aufseher	233—235
d. Die Unterhaltungs-Kosten und -Kostenanschläge	235—237

IX. Umbau 237

III. Der Brückenbau.

Seite 241—421.

A. Allgemeines über Brückenbau.

Seite 241—254.

I. Zweck und Eintheilung der Brücken	241
II. Lage und Richtung der Brücke	241—242
III. Maassgebende Höhen	243
IV. Breite der Brücken	244—248
V. Durchflussweite. Sohlenbefestigung	248—251
VI. Vorköpfe	252—253
VII. Zahl und Weite der Oeffnungen	253
VIII. Wahl des Materials und der Bauart. Dauer der Brücken	253—254

B. Gewölbte Brücken.

Seite 254—378.

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

Seite 254—280.

a. Seilpolygon und Seilkurve	254—255
b. Aeussere Kräfte	255—256
c. Lage der Stützlinie	256—257
d. Konstruktion der Stützlinie	257—260
e. Analytische Gewölbe-Theorie	260—262
f. Vertheilung der Spannungen über die Querschnitte	263
g. Bestimmung der Stärken	263—280
α . Empirische Formeln. — β . Zahlenwerthe für theoretische Berechnung. — γ . Die zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks. — δ . Zulässige Belastung des Baugrundes.	

II. Praktische Rücksichten bei der Bestimmung der Gewölbeform.

Seite 280—284.

a. Gewölbeform nach der Stützlinie	280—281
b. Kreislinie und Ellipse	281—282
c. Parabel	282
d. Korbbogen	282—283
e. Kreuzgewölbe	284

III. Aufbau der Widerlager und Pfeiler.

Seite 284—302.

a. Formen der Widerlager	284—287
b. Flügel	287—289
c. Zwischenpfeiler	289—302
α . Zahl derselben. — β . Gruppenpfeiler. — γ . Stärke der Zwischenpfeiler. — δ . Anlauf der Pfeilerflächen. — ϵ . Mehrstöckige Viadukte. — ζ . Hohlräume in den Pfeilern. — η . Ausführung des Pfeilermauerwerks.	

IV. Ausführung der Gewölbe.

Seite 302—333.

a. Lehrbögen	302—314
b. Transportgerüste	314—319
c. Herstellung des Gewölbe-Mauerwerks	319—331
d. Monier-Gewölbe	331
e. Kuhlhörner	331—333

V. Schiefe Gewölbe.

Seite 333—350.

a. Allgemeines	333—334
b. Darstellung der Stirnlinien und Trajektorien der inneren Laibungen	334—347
c. Brechen der Stirnkanten bei Ziegelgewölben	348
d. Aushilfsmittel zur Vermeidung schiefer Gewölbe	348—350

VI. Hintermauerung und Ausfüllung der Gewölbezwickel

350—355

VII. Abdeckung und Entwässerung der Gewölbe

355—362

VIII. Fertigstellungs-Arbeiten

362—367

IX. Besondere Arten gewölbter Brücken.

Seite 367—378.

a. Mehrstöckige Brücken	367—368
b. Aquädukte und Kanalbrücken	368—371
c. Vorrichtungen zum Zerstören der Brücken im Kriegsfall	371
d. Kosten	372—378

C. Massive Zwischenpfeiler von Balkenbrücken.

Seite 379—383.

D. Hölzerne Brücken.

Seite 383—421.

I. Möglichkeit der Anwendung und Dauer hölzerner Brücken

383—385

II. Grundlagen für die statische Berechnung.

Seite 385—387.

a. Belastungen	385—386
b. Zulässige Inanspruchnahme	386
c. Knickfestigkeit	386—387

III. Balkenbrücken.

Seite 387—421.

a. Die Jochbrücke	388—395
b. Verstärkungen der Balken	395—399
c. Gegliederte Systeme	399—407
d. Gewölbartige Brücken	407—413
e. Querkonstruktionen zur Unterstützung der Fahrbahn	413—415
f. Hölzerne Zwischenpfeiler	415—416
g. Gerüstbrücken	416—420
h. Eisbrecher	420
i. Probelastung	420—421
k. Ueberwachung und Unterhaltung	421

I. Erdarbeiten.

Bearbeitet von Barkhausen, Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover.

Litteratur: Henz, praktische Anleitung zum Erdbau 3. Aufl. Bearbeitet von Streckert. Berlin 1873 Ernst u. Korn. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften I, 1. Seite 182 u. 325. — Handbuch für spezielle Eisenbahntechnik, Hensinger von Waldegg Bd. I. Kap. III. — Dr. E. Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau Fünftes Heft. Dritte Auflage Prag 1877 Dominicus. — Lorenz, Entwässerungs- u. Bauarbeiten bei Eisenbahnbauten im Rutschterrain, Orell u. Füssli, 1876. — W. Heyne, Der Erdbau in seiner Anwendung auf Strassen und Eisenbahnen. Wien, A. Hölder 1874—1876. — Beiträge zur Geschichte des Erdbaues, Hottenrot, Zeitschrift für Baukunde 1881, S. 57 u. 221. — Massen-Ermittelung und Vertheilung. Transportkosten, Goering, Zentralblatt d. Bauverwaltung 1881 S. 83 u. 95. — Ausführlicher als Sonderabdruck Massen-Ermittelung, Massen-Vrtheilung u. Transportkosten der Erdarbeiten von A. Goering, Prof. an der Königl. Technischen Hochschule zu Berlin (Ernst u. Korn). — Rechenschieber zur Berechnung von Erdarbeiten, Annales des Ponts et Chaussées 1881 April S. 455. — Erdberechnungsmethoden mit Tabellen. Schmall v. Eisenwerth. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1879, S. 78 u. 120. — Beiträge zur Geschichte der Grabmaschinen und der maschinellen Grabarbeit, Hottenrot. Zeitschrift für Baukunde 1882, S. 504. — Mechanischer Erdarbeiter mit beweglichen Bechern, Jacquelin u. Chévre. Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1884, Bd. XV., S. 184. Le Génie Civil 1885, S. 390. — Grabmaschine mit Elmerkette, Henry Satre. Le Génie Civil 1885, S. 293. Couvreur Le Génie Civil 1885 Sept. S. 305. — Schaufel-Grabmaschine von Osgood, Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1871 S. 181; von Dunbar u. Ruston. Minutes of Proceedings, Institute of Civil Engineers, London. Vol LII., Session 1877—78. Part. II., Sect. II., No. 1566. — Mittheilungen über den Bau der Venloo-Hamburger Eisenbahn von A. Funk. 1873 Hannover, Gebr. Jänecke. — Erdtransportkosten. Lang, Zeitschrift für Baukunde 1878, S. 511. — Kosten des Schiebkarren-Transportes, Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen 1881 I. S. 345. — Erdarbeiten der Moselbahn. Früh. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883, S. 69. — Erdarbeiten insbesondere Entwässerungsanlagen der Linie Busigny-Hirson. Annales des Ponts et Chaussées 1883 Okt. S. 357. — Rutschung des Eisenbahndammes im Aachener Walde v. Kaven, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 145. — Rutschungen auf den Sizilianischen Eisenbahnen, Zentrabl. der Bauverwaltung 1884, S. 428 u. 440. — Etagen- und Stollenbau im Einschnitte No. 12 der Istrianer Staatsbahn. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 144. — Englischer Einschnitt, Sekundärbahnzeitung 1882, S. 329. — Der Einschnitt bei Bottrop mit englischem und Bremsbergbetriebe, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 25. — A. v. Kaven. Die Rutschungen und Beschädigungen der Erdbauten bei Eisenbahnen und Strassen Sicherung und Reparatur derselben. Wiesbaden, Bergmann. — Das Massennivellement. Siehe: Launhardt. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1884, S. 191. Sonderdruck 2. Aufl. Hannover 1877. Culmann, Graphische Statik. Bauernfeind, Ueber die graphische Bestimmung der Erdabgleichungen und Transportweiten, München 1856. Eickemeyer, Das Massennivellement und dessen praktischer Gebrauch, Leipzig, Teubner 1870. — A. v. Kaven, Anwendungen der Theorie der Böschungen auf die Konstruktion von Dämmen und Einschnitten für Strassen und Eisenbahnen und von Erdkörpern überhaupt bei einem vorgeschriebenen Sicherheitsgrade. Leipzig 1885, Baumgärtner. — Ruston's Steam Navy bei Einschnitten benutzt Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, August 1885, S. 349. — Rutschungen von Dämmen u. Einschnitten, Annales des Travaux publics 1885 S. 1323 u. ff. — Rutschung eines Berghanges auf der Linie von Bellegarde nach Genf. Annales des travaux publics 1835, S. 1330. — Eine Rutschung von aussergewöhnlicher Intensität an der Sächsischen Staatsbahn bei Altenburg. Jahrbuch des sächsischen Arch.- u. Ing.-Vereins 1882, Seite 12. — Plessner Anleitung zum Veranschlagen der Eisenbahnen. 3. Aufl. 1873. — Etzel, Besondere Vorschriften für den Baudienst der Eisenbahn von Innsbruck nach Botzen. Wien 1869. — Bedingnissheft für die Vergebung von Bauarbeiten der k. k. priv. Franz-Josef-Eisenbahn von Etzel 1859. — Instruktion über die Bauausführung der Brennerbahn. Für die bauleitenden Beamten zusammen gestellt von der Bau-Inspektion Innsbruck. 2. Aufl. Wien 1872. — Goschler. Traité pratique de l'entretien et de l'exploitation des chemins de fer. Paris 1864. — Perdonnet. Traité élémentaire des chemins de fer. Paris 1865. — Perdonnet et Flachat. Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer 1866. — Becker. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs. — Putzrath. Muldenförmige Erdtransportwagen Organ für die Fortschr. d. Eisenbahnwesens 1876. — Seitenkipper vom Gotthard-Tunnelbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-

Ver. zu Hannover 1878. — Doppelseitenkipper von Kayser. Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. 1879. — Referat über die Frage „Welche Wagenkonstruktionen und Abstützvorrichtungen sind für Erdtransporte auf interimistischen Eisenbahnen am meisten zu empfehlen?“ Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. Suppl. Bd. III. 1869. — Hellwag Bericht über den Bau und den Bestand der österreichischen Nordwestbahn. — Seefehlner die Temesvar-Orsovaer Eisenbahn. Zeitschrift für Baukunde 1882. — Seefehlner. Die Karlstadt-Fiumaner Bahn und der Hafen von Fiume. Zeitschr. f. Baukunde 1881. — Mohr. Ueber Erdförderung auf Interimbahnen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1865. — Rumpf. Bemerkungen über die Erdförderung mittels Lokomotiven beim Bau der Bahnstrecke von Göttingen bis zum Rischenkrüge auf der Hannoverischen Südbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1855. — Der englische Einschnittsbetrieb. Ein Beitrag zum Erdbau. Rziha. Berlin 1872. — Hennings. Aus dem Erdbau. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870. — Hoffmann. Die Kosten der Erd- u. Felsbewegungsarbeiten. Zeitschr. d. österr. ing.- u. Arch.-Ver. 1861. — Ueber Herleitung und Anwendung von Preistabellen für Erdtransporte. Oberbeck. Deutsche Bauzeitg. 1871. — Ueber Berechnung von Erdmassen Landesmann. Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 255. — Osthoff. Hilfsbuch zur Anfertigung von Kostenberechnungen im Gebiete des gesammten Ingenieurwesens. — Bleichert. Ueber eine zum Erdtransporte bei der Strassburger Befestigung ausgeführte Drahtseilbahn. Deutsche Bauzeitung 1877. — Salomon u. Forchheimer. Neuere Bagger- und Erdgrabemaschinen. Berlin 1888, J. Springer. Sonderabdruck aus der Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. — Grabmaschine Vasset mit zwei Elmerkettten zum gleichzeitigen Arbeiten nach unten und gegen den Berg. Les Annales des Travaux Publics 1885 IV Seite 1265.

Die Arbeiten für die Ausführung jedes Erdbaues. mag eine Einebenung grosser Flächen, oder die Herstellung des Wegkörpers für eine Eisenbahn, eine Strasse, einen Kanal ihr Gegenstand sein. zerfallen in zwei Abschnitte: die vorbereitenden Arbeiten und die Ausführung der Erdarbeiten.

I. Die vorbereitenden Arbeiten des Erdbaues.

I. Vermessungsarbeiten.

Zu diesen gehören in erster Linie die Vermessungsarbeiten, welche die Grundlage für die Festsetzung von Form und Inhalt der auszubildenden Erdkörper schaffen. Diese fallen unter die Vermessungsarbeiten und Vorarbeiten für Strassen-, Eisenbahn- und Kanalbauten werden hier daher als beendet angesehen.

II. Bodenuntersuchungen.

a) Eigenschaften der Bodenarten.

Demnächst folgen die Bodenuntersuchungen, welche stets vorgenommen werden müssen, da es für die Feststellung der für den erstrebten Zweck nöthigen Form der zu bildenden Erdkörper nöthig ist, die Eigenschaften der zu verarbeitenden Erdmassen genau zu kennen; denn auch diese sind von wesentlichem Einflusse auf die Gestaltung der Erdbauten.

Die Bodenuntersuchungen haben sich daher zu erstrecken auf:

α. Die Gattung der zu bewegenden Bodenarten,

welche vorwiegend nach der Art des Zusammenhanges der Theile und der Härte unterschieden werden. Abgesehen von den für Erdbauten unbrauchbaren Massen, wie Schlamm, Torf, losem Schlick, Darg und ähnlichen Bodenarten, welche auch geringen Druck nicht ertragen, kann man drei Gruppen Erdarten von drei Gruppen Felsarten unterscheiden, zwischen welchen eine Uebergangsguppe steht.

α. Erdarten ohne Zusammenhang, welche keiner Lösung bedürfen reiner Sand, Gartenerde, loser feiner Kies ohne Bindemittel.

β. Erdarten mit geringem Zusammenhang und weichem Gefüge, welche noch mit dem Spaten gestochen werden können: sandiger Lehm, schmutziger Sand, Thon mit Moorbeimengungen, sandiger Thon, feiner Kies mit weichem Bindemittel.

γ. Erdarten mit starkem Zusammenhänge und zähem Gefüge aber geringem Härtegrade, welche schon besonderer Lösungsarbeiten bedürfen: reiner Letten, Lehm und Thon, weicher Mergel, mit Steinen gemischte Bodenarten, Kies mit starkem Bindemittel.

δ. Uebergangsbildungen zu den Felsarten: Gerölle, verwitterte Tagesschich-

ten festeren Gesteines, stark lagerhafte Sandsteine und Schiefer mit weicher Füllung der Lager.

ε. Felsarten mit schwachen Bänken, bei denen die einzelnen Lager noch durch unmittelbaren Angriff zu lösen sind.

ξ. Felsarten mit starken Bänken.

η. Massengesteine, welche keine oder wenig natürliche Trennungen aufweisen.

β. Das Alter der Schichten.

Da die gleichen Massen in verschiedenen Formationen ganz verschiedene Eigenschaften haben können, so ist die Kenntniss der Vertheilung der Schichten auf die geologischen Formationen von grössester Wichtigkeit.

γ. Die Lagerung der Schichten.

Da in den Trennungsebenen der Schichten sehr leicht Bewegungen eintreten, so muss Streichen und Einfallen nicht blos an der Baustelle selbst, sondern je nach den Umständen in mehr oder weniger grosser Ferne bekannt sein, um rechtzeitig die entsprechenden Sicherungsmaassregeln treffen zu können. Die Tragfähigkeit schlecht gelagerter Schichten hängt wesentlich von ihrer Stärke ab, also muss auch diese überall erforscht werden.

δ. Die Tragfähigkeit der Schichten.

Diese muss erprobt werden, um zu starkes Zusammengehen infolge von Ueberlastungen zu vermeiden. Auch ist sie in erster Linie entscheidend über die Frage, ob aus den angetroffenen Bodenmassen Baumaterialien gewonnen werden können.

ε. Die Wasserhaltigkeit und Wasserdurchlässigkeit der Schichten.

Dünne wasserführende Lager auf undurchlässigem Untergrunde in geneigter Lage geben fast regelmässig zu weit gehenden Zerstörungen durch Rutschung Anlass und bedingen ausgedehnte und kostspielige Vorbeugungs-Maassregeln.

b) Die Mittel zur Bodenuntersuchung sind folgende:

α. Das Sondiren.

Eine unten zugespitzte Rundeisenstange wird, nöthigenfalls unter der Wirkung von Hammerschlägen auf den Kopf, in den Boden gestossen; die Grösse des Widerstandes gegen das Eindringen lässt zwar Schlüsse auf die Festigkeit des Bodens zu, auch kann man einige Bodenarten, wie Sand und feinen Kies, durch das Gefühl erkennen, da die Sondirstange aber keine Bodentheile herauf-fördert, so ist durch sie ein zutreffendes Bild von der Schichtung nicht zu gewinnen.

β. Das Bohren.¹⁾

In weichen Bodenarten verwendet man den Erdbohrer, den Löffelbohrer und den Ventilbohrer. Der Erdbohrer dringt nur in geringe Tiefe, bringt aber gute Bohrproben, der Löffelbohrer ist für grössere Tiefe verwendbar, holt aber aus zusammenhangslosem Boden ungenügende, weil unklare Proben, der Ventilbohrer gestattet tiefes Eindringen und Heraufholen von Proben aus genau bekannter Tiefe. Die beiden letzten verlangen beim Eindringen in das Grundwasser meist, in losen Bodenarten immer das Nachsenken von Futterrohren.

In sehr festen Bodenarten und Fels ist der Meissel oder Kronenbohrer, besser der Diamant-Ringbohrer zu verwenden. Da beide keine Proben holen, so ist aus dem vom Meisselbohrer ganz zerschlagenen und mittels Ventilbohrer nachträglich aufgeholten Bohrschlamm wenig Genaueres über die Schichtung zu erfahren, während der mit der Klaue abgebrochene und aufgeholt Kern beim Ringbohren ein völlig getreues Bild der durchsetzten Schichten giebt.

Die Bohrlöcher dürfen nicht blos in einer Linie, sondern sie müssen nach

¹⁾ Ueber ausgedehntere Bohrarbeiten siehe: Bohr- und Sprengtechnik in „Tunnelbau von Dolezalek“, Hannover 1890, Helwing.

allen Richtungen auf und neben der Baufläche vertheilt werden, da sie sonst keinen Aufschluss über Streichen, Fallen und Wechsel der Mächtigkeit der Schichten geben würden.

Bezüglich der Klarstellung der Wasserverhältnisse ist die Untersuchung durch Bohren unvollkommen, weil man wohl über die Lage der höchsten wasserführenden Schicht nicht aber darüber Aufschluss erhält, ob unter dieser noch ein weiterer Wechsel von trockenen und nassen Schichten auftritt, auch die Wassergiebigkeit der Schichten nicht genau zu erkennen ist.

7. Das Abteufen von Versuchsschächten, Schürflöchern, durch Schachtbetrieb.

Diese geben von allen Untersuchungsarten die sichersten Aufschlüsse und sollen überall verwendet werden, wo nicht der Wasserandrang das Eindringen verbietet. Diese sicher auszumittelnden und mit wechselständigen Bühnen für die Bodenförderung zu versehenen Löcher werden etwa 1,5 m breit, 2,0 m lang angelegt, und geben an ihren Seitenwänden ein Bild der durchfahrenen Schichten, welches in keiner Beziehung mehr Unklarheiten lässt.

Wesentlich unterstützt werden diese Untersuchungen der Tiefe durch ein sorgsames Erforschen der Gestalt der Oberfläche, welche, wenn früher Bodenbewegungen vorgekommen sind, regelmässig noch Spuren derselben zeigt. Namentlich werden solche alten Rutschungen angezeigt durch plötzliche Brüche in einer sonst ebenen Oberfläche, durch Verdrückungen in den Uferlinien von Wasserläufen oder Wegen u. dgl. Die Ursachen früherer Umwälzungen bestehen in der Regel noch fort und der augenblicklich vorhandene Gleichgewichtszustand der Massen verlangt dann die vorsichtigste Behandlung.

c) Die Ergebnisse dieser Untersuchungen,

welche in die Profile einzutragen sind, haben häufig noch einschneidende Aenderungen des vorläufig festgestellten Entwurfes zur Folge. Besondere Schwierigkeiten, wie z. B. Anschiebung hoher Dämme auf starken Quergehängen aus unsicherem Boden, Einschnitte und Anschnitte in Muldenbildungen oder an Berghängen mit schlüpferigen Schichten werden oft selbst mit bedeutenden Umwegen billiger umgangen, als unmittelbar überwunden. Zeigt sich, dass die aus den Einschnitten zu gewinnenden Massen zur Bildung von Aufträgen nicht geeignet sind, so wird man die Dammhöhen noch thunlichst verringern, während die Gewinnung guter Bau- und Bettungsmaterialien zu nachträglicher Vertiefung der Einschnitte über das erst für nöthig gehaltene Mafs hinaus führen kann.

Die Eintragung in die Profile erfolgt auf Grund der an Ort und Stelle über jedes Bohr- bzw. Schürfloch geführten Schürftregister.

III. Massenermittlungen.

a) Grundlagen der Berechnungen.

Die Massenermittlungen bilden die Grundlage für die zweckmässige Vertheilung, Feststellung der Kosten und Vergebung der Erdarbeiten, sie müssen daher mit thunlichst grosser Genauigkeit erfolgen. Sie werden ausgeführt durch Berechnung des räumlichen Inhalts der Körper, welche der vorhandenen Gestalt der Erdoberfläche genommen und zugefügt werden sollen. Die Gestalt dieser Körper folgt aus den vorgeschriebenen Abmessungen der herzustellenden Bauten in erster Linie, sodann aus der Standfähigkeit der zur Verfügung stehenden Erdmassen. Die zulässige Neigung von Flächen ist:

für lose Bodenarten, dem Wasser ausgesetzt . . .	1 m	Steigung auf 4	m	Länge
für losen feinen Sand, Gartenerde, Torf in trockener Lage	1 m	„	2	m
für groben Sand und Lehm in trockener Lage . . .	1 m	„	1 $\frac{1}{2}$	m
für Thon, groben Kies und Gerölle	1 m	„	1 $\frac{1}{4}$	m
für weiches Gestein, Mergel u. dgl.	1 m	„	1	m
für festes Gestein im Auftrage geschüttet . . .	1 m	„	3 $\frac{1}{4}$	m
für festes Gestein im Auftrage gepackt	1 m	„	1 $\frac{1}{2}$	m

Einschnitte in Gestein werden thunlichst steil, unter Umständen ganz lothrecht ausgebildet oder gar etwas unterschritten, da die Fläche der Verwitterung um so besser widersteht, je steiler sie liegt.

Bei der Feststellung der Inhalte der nach diesen Rücksichten auszubildenden Körper ist noch zu berücksichtigen, dass die Bodenmassen bei der Lösung erheblich aufgelockert werden und niemals ganz die alte Dichtigkeit wieder annehmen, wenn auch die anfängliche Lockerung nicht in vollem Mafse erhalten bleibt. Aus einem Einschnitte kann somit mehr Dammkörper gebildet werden, als dem Inhalte des gewachsenen Bodens entspricht. Diese bleibende Auflockerung beträgt erfahrungsmäßig:

für reinen Sand und Kies	1—1,5 %	des Abtrages
für Lehm, Gartenerde und leichte Bodenarten	3 %	"
für Mergelboden, mit Sand gemischten Thon u. dgl.	4—5 %	"
für reinen Thon, festen Mergel	6—7 %	"
für Felsen je nach der Leichtigkeit der Zerkleinerung	10—25 %	"

Um also die aus den auszuhebenden Einschnitten herzustellenden Dammmassen zu ermitteln, muss man die Inhalte der Einschnittskörper um diese Masse zu gross ansetzen.

Die Berechnung der Massen erfolgt entweder aus Schichtenplänen nach den Körpern, welche sich zwischen in gleichen Höhenabständen liegenden, wagerechten Ebenen bilden, oder aus den Querprofilen und deren Abständen. Wegen der Kleinheit des Mafsstabes genügt erstere Art meist nur für generelle Vorarbeiten, für die Vertheilung der Massen wird fast ausschliesslich letztere Art gewählt. Die Querprofile sind dazu zweckmässig in 1:200 aufzutragen, und zwar bei Wege- und Bahnbauten bis Oberkante des Planum ohne Rücksicht auf Auflockerung und Sackungen. Die richtige Massenermittlung setzt voraus, dass ein Querprofil in jedem Brechpunkte der Erdoberfläche wie des Planum genommen ist. Ist dies der Fall, so erscheint jeder Erdkörper zwischen zwei Profilen als Prismatoid, dessen Inhalt aus den Flächen der Querprofile und deren Abständen zu ermitteln ist.

b) Ermittlung der Flächen der Querprofile.

α) Durch Rechnung mittels Tabellen.

Werden Auftrags- und Abtragsflächen Fig. 1 und 2 zunächst auf bezw. in wagerechter Erdoberfläche gedacht, so ist der Flächeninhalt:

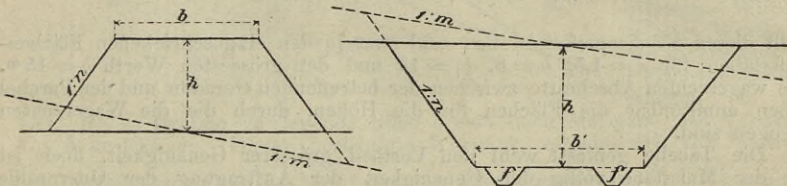
Gl. 1) für Aufträge: $F = b h + n h^2$ Fig. 1

Gl. 2) für Abträge: $F' = b_1 h + 2 \cdot f + n h^2$ Fig. 2

worin f dem meist konstant anzunehmenden Grabenquerschnitte entspricht.

Fig. 1.

Fig. 2.



Die beiden Ausdrücke geben für gleiche Zunahmen Δ von h (um $\Delta = 0,05$ m) Glieder von Reihen zweiter Ordnung; das erste Glied der ersten Unterschiede ist:

Gl. 3) für Aufträge: $b \Delta + 2 n \Delta h + n \Delta^2$

Gl. 4) für Abträge: $b_1 \Delta + 2 n \Delta h + n \Delta^2$

Gl. 5) Der gleichbleibende zweite Unterschied beider Ausdrücke ist $2 n \Delta^2$.

Danach sind Tabellen der Inhalte für verschiedene Höhen leicht auszurechnen. Ist z. B. für einen Auftrag $b = 8$ m, die erste Höhe $0,05$ m und der Höhenzuwachs $= 0,05$ m, so ist bei $n = 1,5$ die Fläche für $0,05$ m Höhe $= 8 \cdot 0,05 + 1,5 \cdot 0,05^2 = 0,40375$ qm.

Das erste Glied der ersten Unterschiede $8 \cdot 0,05 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,05 \cdot 0,05 + 1,5 \cdot 0,05^2 = 0,41125$, der zweite Unterschied $2 \cdot 1,5 \cdot 0,05^2 = 0,0075$, also:

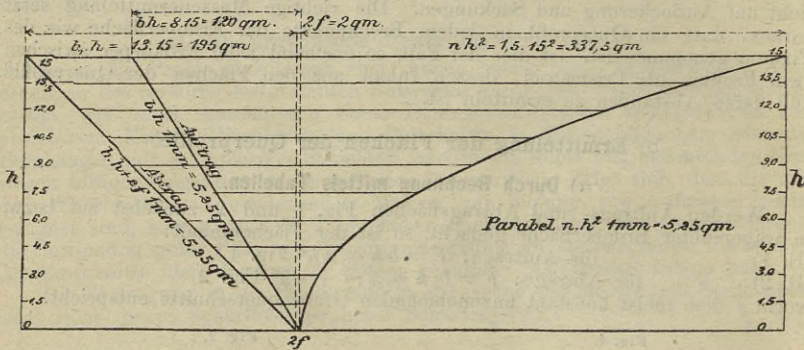
h	F	erster Unterschied	zweiter Unterschied
0,05	0,40375		
0,10	0,81500	0,41125	
0,15	1,23375	0,41875	0,0075
0,20	1,66000	0,42625	0,0075
0,25	2,09375	0,43375	0,0075
0,30	2,53500 usw.	0,44125	0,0075

Da für Auf- und Abtrag b bzw. b_1 meist unveränderlich sind, so hat man nur einige solcher Tabellen für verschiedene n -Werthe aufzustellen.

β) Mittels Flächenmafsstab.

Nach Professor Goering lassen sich bequeme Flächenmafsstäbe auftragen, wenn man den ersten Theil der Ausdrücke F durch eine Gerade, den letzten durch eine Parabel darstellt. Am besten geschieht dies durch Ausrechnung der F Werthe bei gegebenem n für die grösste vorkommende Höhe h . Fig. 3

Fig. 3.



stellt diesen Flächenmafsstab dar, und zwar in den eingeschriebenen Flächenmafsstäben für $n = 1,5$, $h = 8$, $b_1 = 13$ und den grössten Werth $h = 15 \text{ m}$. Die wagerechten Abschnitte zwischen der betreffenden Geraden und der Parabel geben unmittelbar die Flächen für die Höhen, durch die die Wagerechten gezogen sind.

Die Tabelle genießt wohl den Vortheil grösserer Genauigkeit, doch ist die der Mafsstäbe völlig der Genauigkeit der Auftragung der Querprofile entsprechend.

Beide Verfahren sind für Einschnitte nur zu verwenden, wenn das Grabenprofil überall dasselbe ist. Gräben mit anderem Gefälle, als das Planum, beeinflussen durch die veränderliche Tiefe auch b_1 , in solchen Fällen ermittele man die Fläche nach dem unten anzugebenden Verfahren der Beziehung auf gleiche Grundlinie.

Beide Verfahren beruhen auf der Annahme wagerechter Begrenzung der Profile, welche im Hügellande und Gebirge fast nie eintritt, vielmehr sind die Begrenzungen hier meist ganz unregelmässig, wie in Fig. 4. Solchen Profilen gebe man durch Flächenverwandlung zuerst geradlinigen Abschluss; z. B. unter Vernachlässigung kleiner Ausrundungen zwischen Geraden, Fig. 4:

Durch $E // CD$ bis F , $CG = \frac{1}{3} CF$ gemacht, dann $AGDLHB = ACEDLHB$; $LJ // DH$, dann $AGDJB = AGDLHB$; $DK // JG$ dann $AKJB = AGDJB$. So kann jedes Auf- und Abtragsprofil schräg geradlinig begrenzt werden, etwa mit der Neigung $1:m$ (Fig. 1 u. 2). Tabelle und Flächenmafsstab geben dann aber unter Benutzung der Höhe in der Mitte für h , Fig. 1 u. 2, Flächen F , welche zu klein sind, um:

Gl. 6) $f^1 = \frac{(b_2 + nh)^2 n}{m^2 - n^2}$ für Aufträge und

Gl. 7) $f^1 = \frac{\left(\frac{b_1}{2} + nh\right)^2 n}{m^2 - n^2}$ für Abträge.

Wäre bei einem Auftrage $b = 8$, $n = 1,5$, $h = 9$ und $m = 15$, so wäre nach Tabelle und Flächenmafsstab: $F = 193,5 \text{ qm}$ mit einem Fehler von $f^1 = \frac{\left(\frac{8}{2} + 1,5 \cdot 9\right)^2 \cdot 1,5}{15^2 - 1,5^2} = 2,06 \text{ qm}$; wäre dagegen $m = 5$, der Querhang also steil, so betrüge der Fehler $f^1 = \frac{(8/2 + 1,5 \cdot 9)^2 \cdot 1,5}{5^2 - 1,5^2} = 20,2 \text{ qm}$. Selbst für grosse

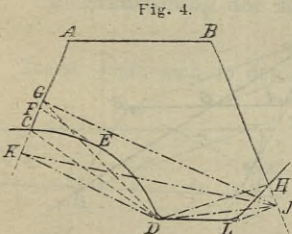


Fig. 4.

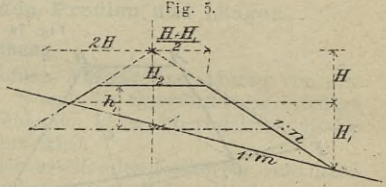


Fig. 5.

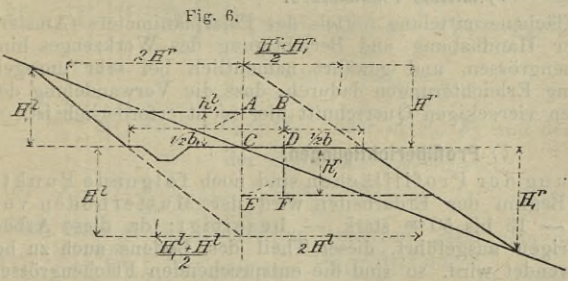


Fig. 6.

h und b ist f^1 also bei grossem m verschwindend, etwa von $m = 10$ an wird der Fehler aber bedeutend. In solchen Fällen sind also die der Tabelle oder dem Flächenmafsstabe entnommenen Werthe um f^1 zu vergrössern. Will man richtige Werthe aus der Tabelle und dem Flächenmafsstabe erhalten, so muss

man die zu Grunde zu legende Höhe h erst nach Mafgabe des Verfahrens Fig. 5 berichtigen. Dieser berichtigte Werth h_1 ergibt sich so: bestimme den Löschungsschnittpunkt, und setze an diesen wagerecht $\frac{H + H_1}{2}$ nach der einen, $2H$ nach der andern Seite an, schlage über der Summe dieser Länge einen Halbkreis, so trifft dieser die Mittellinie in Höhe der berichtigten wagerechten Grundlinie; h_1 in Tabelle oder Flächenmafsstab eingeführt, giebt genaue Flächengrösse.

Für Anschnitte, Fig. 6, ist weder die Tabelle noch der Flächenmafsstab unmittelbar zu benutzen; man nehme hier die Berichtigung auf h_1 nach Fig. 5 für den Auftrags- und Abtragstheil gesondert vor, entnehme die h_1^r entsprechende Fläche aus den halben Auftrags-, die h_1^l entsprechende aus den halben Abtragsflächen, und setze ersterer das Rechteck $CDEF$ zu und verringere letztere um $ABCD$, so erhält man die genaue Auf- und Abtragsfläche.

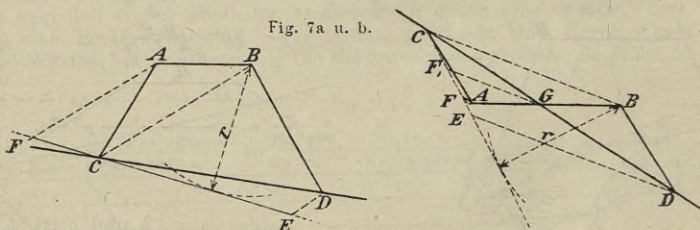
γ) Durch Zerlegung

zusammengesetzter Profile in Dreiecke und Parabelabschnitte, und Berechnung der einzelnen Theilflächen aus deren abgegriffenen Malsen. Diese Art ist wegen der vielen Fehler beim Abgreifen von allen die schlechteste, zugleich zeitraubenste.

δ) durch Beziehung der Flächen auf die gleiche Grundlinie

r ($= 20$ m) für alle. Diese Art ist für reine Auf- und Abtrags-, sowie für Anschnittsprofile ohne weiteres verwendbar (Fig. 7a und 7b). Bei Ein- und Anschnitten ermittele man die Gräben besonders, und füge sie den Flächen hinzu. Aus B schlage einen Kreisbogen mit r ($= 20$ m), und ziehe die Eckverbindung BC , sowie von C eine Berührende an den Kreis; werden dann AF und $DE // BC$ gezogen, so ist die Fläche des Profils $= \frac{r \cdot EF}{2}$, wenn also $r = 20$ m gemacht war, $= 10 \cdot EF$ qm. Will man im Anschnitte Auftrag und Abtrag gesondert haben, so ziehe man noch $GF // BC$, dann ist der Auftrag $\frac{EF_1 \cdot r}{2}$ ($= 10 \cdot EF_1$), und der Abtrag $= \frac{FF_1 \cdot r}{2}$ ($= 10 \cdot FF_1$). Unregelmässige Profile müssen auch hier zuerst nach Fig. 4 auf viereckige gebracht werden.

Fig. 7a u. b.



ε) Mittels Planimeters.

Insbesondere die Flächenermittlung mittels des Polarplanimeters (Amsler) ergibt bei vorsichtiger Handhabung und Berichtigung des Werkzeuges hinreichend genaue Flächengrößen, und gewährt namentlich bei sehr unregelmässiger Bodengestaltung Erleichterungen dadurch, dass die Verwandlung des unregelmässigen in einen viereckigen Querschnitt hier nicht erforderlich ist.

ζ) Profilberichtigungen.

Bei der Feststellung der Profilflächen sind noch folgende Punkte zu beachten. Vor Beginn der Erdarbeiten wird der Mutterboden von den Bodenflächen — 15 bis 50 cm stark — beseitigt; da diese Arbeit gesondert von den übrigen ausgeführt, dieser Theil des Bodens auch zu besonderen Zwecken verwendet wird, so sind die entsprechenden Flächengrößen in den Abträgen abzuziehen, in den Aufträgen zuzusetzen.

Die Böschungen werden in den fertigen Erdkörpern mit Mutterboden — 15 bis 20 cm stark — bedeckt; die Abträge sind daher entsprechend zu breit, die Dämme entsprechend zu schmal anzusetzen. In den Einschnitten finden sich oft werthvolle Baumaterialien, welche zu andern Zwecken brauchbar, nicht zur Bildung von Dämmen verwendet werden; die Abtragsprofile sind um die von diesen Materialien gefüllten Flächentheile zu verringern. Dasselbe tritt ein, wenn in den Abträgen ganz unbrauchbares daher auszusetzendes Erdreich angetroffen wird.

Als besondere Zuschläge zum Abtrage treten auf: Schutzgräben über den Einschnitten oder am Fusse von Dämmen, Einschnitte für Wegeübergänge im Abtrage und solche für Seitenwege, Wege- und Bach- oder Flussverlegungen. Als Aufträge sind zu berücksichtigen: Seitenanschüttungen für Wärterhäuser, Massen in Ueberwegsrampen und Dämmen für Parallelwege, Schneewälle bei flachen Einschnitten, und

schliesslich ist bei den Damminhalten für die darin steckenden Bauwerke ein entsprechender Abzug zu machen.

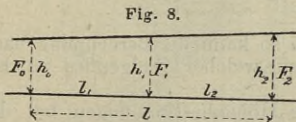
Alle solche Nebenanlagen, welche auf grössere Entfernungen neben der Linie hinlaufen, werden in den Querprofilen erscheinen, und in den Flächen derselben ausreichende Berücksichtigung finden; es ist dabei nur erforderlich, dass je ein Querprofil am Anfange und Ende der betr. Anlage eingeschaltet wurde. Solche besonderen Anlagen, welche sich nicht auf grössere Länge erstrecken, wie kurze Ueberwegrampen und Erdkörper für Wärterhäuser sind der Masse des Abschnittes, in dem sie liegen besonders zuzusetzen, wenn man nicht für sie einen besondern Abschnitt durch eingeschaltete Profile herstellen will. Auch Abzüge in den Dämmen für Bauwerke werden bei geringer Ausdehnung derselben an der betreffenden Massenposition nach besonderem Ueberschlage gekürzt, bei grösserer Ausdehnung schalte man zu Beginn und Ende des Bauwerks je ein Querprofil ein.

Schliesslich sei noch bemerkt, dass oft die Massenvertheilung noch auf die Profilbildung zurückwirkt; namentlich lässt man in den Einschnitten bei überschüssigem Abtrage wohl die Grabenberme fort, oder man weitet im umgekehrten Falle die Einschnitte aus, um an Schüttungsmasse zu gewinnen.

c) Ermittlung der Massen aus den Profilen und Längen.

α) Durch Rechnung.

Zuerst ziehe man in den Abschnittsprofilen Auftrag und Abtrag von einander ab, womit die Querförderung erledigt, und der fehlende, bezw. überschüssige Boden ausgesondert wird.



Die herzustellenen Erdkörper sind nach den verwendeten verwandelten Profilen durchweg als Prismatoide anzusehen. Der genaue Inhalt eines solchen zwischen den Endflächen

F_0 und F_2 ist aus dem bekannten Zwischenprofile F_1 (Fig. 8):

$$\text{Gl. 8) } J = \frac{l_1 + l_2}{6} \left\{ 2(F_0 + F_1 + F_2) + \frac{l_1}{l_2} (F_1 - F_2) + \frac{l_2}{l_1} (F_1 - F_0) \right\} \text{ oder}$$

wenn $l_1 = l_2 = \frac{l}{2}$

$$\text{Gl. 9) } J = \frac{l}{6} \left\{ F_0 + 4 F_1 + F_2 \right\}, \text{ oder in } F_0, F_2 \text{ und den Einzelabmessungen}$$

der Endprofile ausgedrückt.

$$\text{Gl. 10) } J = \frac{F_0 + F_2}{2} l - \frac{n l (h_0 - h_2)^2}{6}$$

Statt diese genaue Formel zu benutzen, setzt man den Inhalt entweder:

$$\text{Gl. 11) } J = \frac{F_0 + F_2}{2} l, \text{ also um } \frac{(h_0 - h_2)^2 n l}{6} \text{ zu gross an, oder man er-}$$

mittelt eine Profilfläche aus der mittleren Höhe $\frac{h_0 + h_2}{2}$, multipliziert diese mit

l und erhält so einen um $\frac{(h_0 - h_2)^2 \cdot n \cdot l}{12}$ zu kleinen Inhalt; letzteres Verfahren

ist folglich das genauere.

Für den Damm $b = 8 \text{ m}$, $n = 1,5$ ergibt sich der Inhalt eines 50 m langen Theiles, wenn in F_0 die nach Fig. 5 berichtigte Höhe $h_0 = 5,5 \text{ m}$, in F_2 die $h_2 = 7,5 \text{ m}$ ermittelt wurde, nach dem ersten Verfahren so: $F_0 = 8 \cdot 5,5 + 1,5 \cdot 5,5^2 = 89,4 \text{ qm}$, $F_2 = 8 \cdot 7,5 + 1,5 \cdot 7,5^2 = 144,4 \text{ qm}$. $J = \frac{89,4 + 144,4}{2} \cdot 50 = 5845 \text{ cbm}$,

und zwar um $\frac{(5,5 - 7,5)^2 \cdot 1,5 \cdot 50}{6} = 50 \text{ cbm}$ zu gross; nach dem zweiten ist

$$\frac{h_0 + h_2}{2} = \frac{5,5 + 7,5}{2} = 6,5, \text{ also } F = 6,5 \cdot 8 + 1,5 \cdot 6,5^2 = 115,4 \text{ qm}, J = 115,4 \cdot 50$$

= 5770 cbm, und zwar um $\frac{(5,5 - 7,5)^2 \cdot 1,5 \cdot 50}{12} = 25 \text{ cbm}$ zu klein. Das Beispiel zeigt, dass bei diesem schon beträchtlichen Unterschiede der Höhen an den Enden des Körpers der Fehler der ersten Art nur 1 0/100, der der zweiten nur 0,5 0/100 beträgt; es ist also zulässig, diese Rechnungsarten zu verwenden.

Laufende No. Station des Querprofils	Wahre Höhe des		Tiefe des Grabens		Berichtigte Profilfläche								Profilfläche für		Gemit-telte Profilfläche für		Masse des		Masse vom Beginn der		Von der		Nähere Bezeichnung der be-sondern Zinschläge in den Spalten 10 und 13.						
	Abtrag	Auftrag	rechts	links	Abtrag				Auftrag				Querausgleich	Längstransport	Querausgleich	Längstransport	Längs-transportes	Strecke an	Abtrags-masse sind										
					bis Planum	rechts	links	besondere Zu-schläge	Summe	Damm	be-sondere Zu-schläge	Summe							Entfernung der Profile	Querausgleichs	Abtrag	Auftrag		Boden verfügbar	Boden fehlt	Sand	Thon	.	.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Benutzt man das erstere Näherungsverfahren, so kann die Berechnung nach Maßgabe vorstehender Tabellenform erfolgen, zu welcher Folgendes zu bemerken ist.

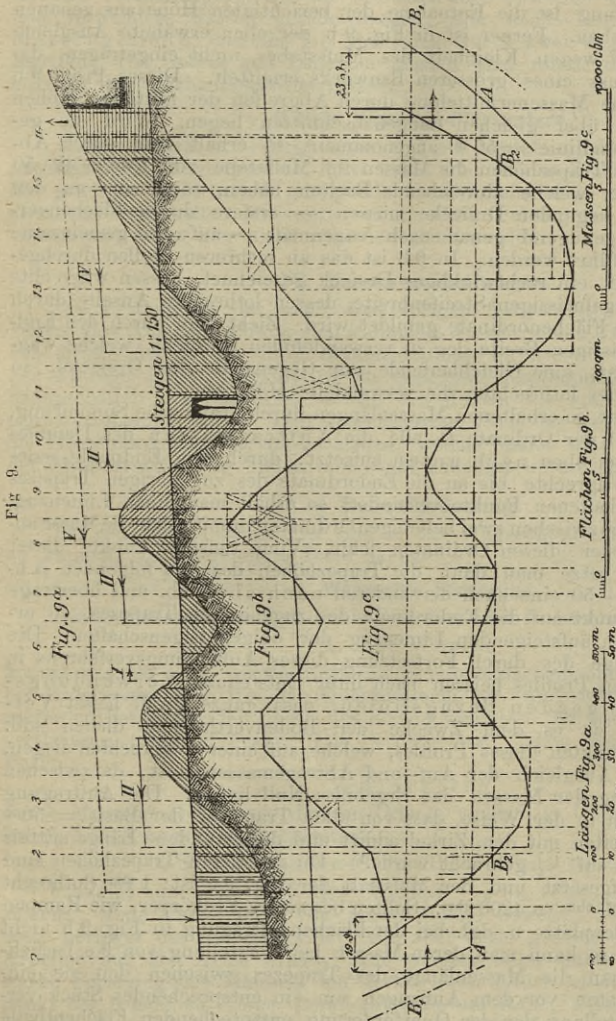
Spalten 3 bis 6 geben nur Anhalt für die Höhenbestimmungen bei der Ausführung. In Spalte 7 bis 14 sind die Ergebnisse der Flächenermittlungen mit Berücksichtigung der nach Gl. 6 u. 7 oder nach Fig. 5 u. 6 vorzunehmenden Berichtigungen, für Abträge nach Vornahme der der bleibenden Bodenlockerung entsprechenden Vergrößerung und unter Beachtung aller am Schlusse der „Flächenermittlung“ in I, III, b, ζ (Seite 8) aufgeführten besonderen Umstände — einzutragen. Die Spalten 15 u. 16 bereiten die Aussonderung des Querausgleiches aus der Längsförderung für alle, namentlich die Anschnittsprofile vor, und werden namentlich bei Kanalbauten bedeutende Massen enthalten, wenn mit dem ausgehobenen Boden einseitige oder beiderseitige Längsdämme aufgeschüttet werden sollen. Die Spalten 17 u. 18 nehmen die nach Gl. 11 auf Grundlage der Spalten 15 u. 16 zu berechnenden gemittelten Flächen der einzelnen Längsabschnitte auf, und sie ergeben durch Multiplikation mit den Längen in Spalte 19 die in 20 bis 22 einzutragenden Massen, von denen dann 20 die endgültige Querausgleichstabelle für die Ausführung bildet. Spalten 23 u. 24 bilden die Grundlage für die später vorzunehmende Massenvertheilung, indem sie von einem bestimmten Ausgangspunkte anfangend für jeden weiteren Punkt angeben, wie viel Masse bis zu letzterem als verfügbar übrig geblieben, oder als fehlend anderweit zu beschaffen ist. Die weiteren Spalten, von denen die unter 25—28 nach Bedarf zu vermehren sind, dienen zur Vergrößerung der Uebersichtlichkeit für den Ausführenden.

Die zweite an sich genauere annähernde Berechnungsart auf Grund der Flächenberechnung nach gemittelter Höhe $\frac{h_0 + h_1}{2}$ liefert zu kleine Ergebnisse und wird schon aus diesem Grunde selten verwendet. Sie gestattet aber auch keine so übersichtliche Einführung der Nebenumstände. Wie die obige Tabellenform bei ihrer Verwendung abzuändern ist, ergibt sich von selbst.

Die Berechnung des Inhalts setzt selbstverständlich voraus, dass in allen Punkten, wo Abtrag und Auftrag in einander übergehen, auch ein Querprofil eingelegt ist; aus der alleinigen Berücksichtigung je zweier Profile vor und hinter diesen Stellen würden häufig beträchtliche Fehler folgen.

β. Auf dem Wege der Auftragung (nach Goering).¹⁾

Setzt man die aus dem Flächenmaßstabe unter Benutzung der nach Fig. 5 u. 6 berichtigten Höhen zu entnehmenden Flächen auf den die Profile festlegenden Lothen von einer Neigungsdarstellung der Linie unter dem Längenprofile aus ab, oder trägt man die Flächen nach Maßgabe der Spalten 11 u. 14



oberiger Tabelle in dieser Weise auf, so ergibt sich durch Verbindung der Endpunkte der Auftragungen eine Fläche, welche die Massen darstellt. Das so entstehende Profil heisst seiner Entstehung das Flächenprofil. Bei dieser Flächendarstellung sind die verschiedenen die Massen beeinflussenden Umstände, namentlich Fig. 5 u. 6 und Gl. 6 u. 7 zu berücksichtigen.

Man setze in allen Lothen Auftrag und Abtrag nach verschiedenen Seiten gesondert auch dann ab, wenn das Profil beides enthält. Bildet man dann grafisch den Unterschied zwischen Auf- und Abtrag desselben Profiles, so sondert man dadurch wieder Querausgleich von Längsförderung in übersichtlicher Weise ab. Bei besonderen Zuschlägen, wie

Erdkörper für Wärterhäuser, Seitenrampen usw., verlängere man die dieselben eingrenzenden Ordinaten um die entsprechenden Flächengrößen, ebenso vermindere man die Längen der Querprofile, welche Bauwerke eingrenzen. Allzu ängstliche Genauigkeit ist bei diesen Nachtragungen nicht am Platze, da diese der Genauigkeit des ganzen Verfahrens nicht entspreche.

¹⁾ Massenermittlung, Massenverteilung und Transportkosten der Erdarbeiten von A. Goering, Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin (Ernst u. Korn, Berlin).

In Fig. 9 ist ein solches Flächenprofil unter dem angenommenen Längenprofile aufgetragen, dabei ist der Flächenmaßstab Fig. 3 benutzt, in welchem die Höhen von Fig. 9 a 3,6fach aufzusetzen sind. Von den die Flächen messenden Längen in Fig. 3 ist dann in Fig. 9 b nur $\frac{1}{8}$ übertragen, hier stellt also $1 \text{ mm} : 8,5,25 = 42 \text{ qm}$ dar. Das unmittelbare Uebertragen der im Längenprofil erscheinenden Auf- und Abtragshöhen ist nur bei Ueberschlägen zulässig, bei genauer Feststellung ist die Entnahme der berichtigten Höhe aus genauen Querprofilen vorzuziehen. Ferner ist in Fig. 9 b der oben erwähnte Ausgleich durch Querförderung wegen Kleinheit des Maßstabes nicht eingetragen, dagegen ist der Einfluss eines grösseren Bauwerks ermittelt. Dieses Profil 9 b gestattet nun einfache Massenermittlung durch Abgreifen der mittleren Höhen der Trapeze, welche über gleichen Längenabschnitten liegen. Wird die gemeinsame Trapez-Grundlinie = 50 m angenommen, so erhält man durch Abgreifen der mittleren Trapezhöhen die Massen im Maßstabe von $1 \text{ mm} = 42 \cdot 50 = 2100 \text{ cbm}$. Trapeze, welche abweichende Breiten haben, sowie die an den Uebergangspunkten liegenden Dreiecke müssen — erstere durch Flächenverwandlung, letztere genügend genau nach Augenmaß — auf die gemeinsame Grundlinie zurückgeführt werden. In 9 b ist das an mehreren Stellen durchgeführt. Es wird dabei ein rechtwinkliges Dreieck gezeichnet, dessen wagrechte Anseite gleich der regelmässigen Streifenbreite, dessen lothrechte Anseite durch die zu verwandelnde Flächenordinate gebildet wird. Zieht man durch den Endpunkt der unregelmässigen Breite des zu verwandelnden Streifens, welche wagrecht aufgetragen ist, eine Gleichlaufende zur Gegenseite des Dreiecks, so schneidet diese auf der lothrechten die verwandelte Höhe ab.

Vereinigt man die so erhaltenen Massenlängen durch graphische Summirung, indem man z. B. auf der Ordinate O alle die Auftragsmassen des Dammes bis hinter Stat. 3 von oben nach unten aufsetzt, durch den Endpunkt jedes Einzelmasses eine Wagrechte bis an die Endordinate des zugehörigen Trapezes zieht, und die so erhaltenen Punkte verbindet, so erhält man einen Linienzug, dessen lothrechte Höhe zwischen zwei beliebigen Ordinaten unmittelbar die Masse angiebt, welche zwischen diesen Ordinaten fehlt. Vom tiefsten Punkte dieser Auftragssummirung setze man dann die Trapezhöhen des nun folgenden Abtrages bis Stat. 5 + 50 eine nach der anderen nach oben ab, und übertrage wieder jeden Theilpunkt auf die Endordinate des zugehörigen Trapezes, so erhält man nun einen aufsteigenden Linienzug der obigen Eigenschaften. Die abfallenden Zweige des durch Fortsetzung dieses Auftragsverfahrens in Fig. 9 c entstandenen Profiles heissen nach ihrer Entstehung Verwendungslinien die aufsteigenden Bezugslinien, dass ganze Profil heisst Vertheilungsprofil, da es dem Zwecke der Bodenvertheilung dienen soll. Zwischen je zwei Punkten dieses Profiles, welche auf einer Wagrechten liegen, findet vollständiger Ausgleich der Auf- und Abtragsmassen statt, da zwischen ihnen die Summirung der Massen das Ergebnis Null liefert. Die Auftragung der Fig. 9 c geschah in der Weise, dass von allen Trapezen der Basis = 50 m in 9 b die beiden Seiten mit dem Zirkel addirt und die gefundene Länge mittels Verkleinerungsfigur auf $\frac{1}{4}$ gebracht wurde.¹⁾ Die mittleren Trapezhöhen sind sonach nur halb aufgesetzt und der Maßstab der Fig. 9 c ist: 1 mm (lothrecht gemessen) = $2 \cdot 2100 \text{ cbm} = 4200 \text{ cbm}$. Sollten besondere Erdkörper, wie Rampen für Ueberwege, Budenplätze u. dgl. bei der Flächenauftragung in Fig. 9 b nicht berücksichtigt sein, so kann man deren Massen bei Herstellung von 9 c berücksichtigen, indem man die Massenlänge des Trapezes zwischen den sie einschliessenden Ordinaten vor dem Auftragen um ein entsprechendes Stück vergrößert. Die Darstellung der der Querförderung entsprechenden Flächentheile in 9 b wird bei Herstellung von 9 c nicht berücksichtigt, es entsteht 9 c vielmehr aus den Theilen der Höhen in 9 b, welche nach Abzug der Querausgleichmassen übrig bleiben. Für letztere ist zweckmässig eine besondere graphische oder tabellarische Zusammenstellung zu fertigen.

Da die Hebungen und Senkungen des Vertheilungsprofiles denen der

¹⁾ Die Herstellung der Textfiguren ist nicht scharf genug, um diese Entstehungsweise von Fig. 9 c überall durch Nachmessen klar hervor treten zu lassen.

Bodenfläche nicht entsprechen, so mögen sie statt Berg und Thal Buckel und Sattel genannt werden. Die grössten Ordinaten entsprechen jedesmal Uebergangspunkten und der lothrechte Abstand der Scheitel misst die Masse, welche zwischen den beiden Uebergangspunkten gewonnen oder verwendet wird. Zieht man in einem Buckel oder einem Sattel eine Wagrechte, so legen deren Schnitte mit den Vertheilungsprofilen die Ordinaten fest, zwischen denen sich gewonnene und verwendete Massen gerade decken, jede solche Linie heisst daher eine Massengleiche; dasselbe gilt von jedem durch zwei wagrechte eingegrenzten Streifen. Die Grösse und Lage der Massen wird durch das Vertheilungsprofil also auf das anschaulichste dargestellt.

γ. Mittels Momenten-Planimeters.¹⁾

Dieses Verfahren bedingt zwar nur ein Umfahren der Flächen des doch nothwendigen Längenprofils, führt daher schnell zum Ziele, hat aber höchstens für generelle Vorarbeiten genügende Genauigkeit, und setzt den Besitz des ziemlich verwickelten Messwerkzeuges, sowie Uebung in dessen Handhabung voraus, soll daher hier nicht näher erlcutert werden.

IV. Massenvertheilungen.

Die Vertheilung der nach dem vorigen festgestellten Massen soll so erfolgen, dass Auf- und Abtrag sich thunlichst decken; einen Grund für Abweichung von diesem Ausgleiche durch Seitenentnahme für Dämme und Seitenlagerung der Abträge bildet nur die so zu erzielende Kostenminderung und etwaige Eigenschaften des Abtrages, welche die Massen als zur Dammbildung ungeeignet erscheinen lassen. Den wesentlichsten Theil der Kosten bilden die durch die Massenförderung hervor gerufenen, welche daher eine wichtige Grundlage der Massenvertheilung bilden und somit zunächst untersucht werden müssen.

a) Bodenförderung.

Bei den Bodenbewegungen sind in der Wagrechten erfolgende von solchen zu trennen, welche geneigte Bahn haben.

α. Wagrechte Förderung.

Die Beförderung erfolgt durch Werfen oder in besonderen Gefässen.

1. Das Werfen

kommt nur bei ganz kurzen Entfernungen in einfachem oder doppeltem Wurf, bei Erdarbeiten nur für den Querausgleich vor, und wird zugleich mit dem später zu besprechenden Lösen des Bodens vergütet. Es kommt für die Massenvertheilung nicht in Frage. Die Fördergefässe haben die verschiedenartigste Form.

2. Tragkörbe

durch Menschen befördert, sind im Oriente vielfach in Gebrauch, bei uns der hohen Löhne wegen ausgeschlossen.

3. Schiebkarren (I der Tabelle Seite 18 u. 19).

Fassungsraum i je nach der Bodenart $\frac{1}{15}$ bis (Fels) $\frac{1}{20}$ cbm gewachsenen Bodens. Jede Karre wird von einem Manne bewegt. Je grösser das Rad, desto geringer der Reibungswiderstand, aber desto grösser die Last, welche der Arbeiter auf die Arme erhält. Auf weicher Bahn daher grosse Räder und starke Belastung des Mannes, auf fester Bahn Räder etwa 40 cm und Schwerpunkt der beladenen Karre thunlichst nahe am Rade, daher der Karrenkasten über das Rad gekragt. Material der Karren meist Holz, neuerdings bei grossen Arbeiten Eisen (Gasrohre und Blech). Die Fahrt besteht aus einfachen Kiefern- oder Buchendielen von mindestens 3×20 cm, besser 5×25 cm, an den Enden mit Band-eisen beschlagen, welche höchstens an den Stössen mit Brettstücken unterlegt werden. Geschwindigkeit v der Fahrt etwa 60 m in 1 Minute. Die Fahrt erfolgt in Rotten von 10—25 Mann geschlossen, welche beim Laden und Fahren etwa

¹⁾ Winkler, Vorträge über Eisenbahnbau, Heft V. S. 87. Handbuch der Ingenieurwissenschaften I. S. 122. — Amsler-Laffon, Anwendung des Integrators zur Erdmassenberechnung.

3—3,5 m Länge für jede Karre bedürfen, beim Kippen durch Aufkanten der Karren auf das Rad aber so dicht wie möglich aufrücken sollen, damit die Karren unmittelbar vor einander seitlich umgekippt werden können. Stockungen bei der Fahrt und das Aufrücken beim Ausschütten rufen bei l Stationen von 100 m Förderweite für jede Fahrt einen Zeitaufwand von $t_1 = 0,8 + 0,33 l$ Minuten hervor. Der Schieber beladet die Karre auch, u. zw. bei 1,8 cbm Leistung für die Stunde in $t_2 = \frac{1}{15} \frac{1}{1,8} 60 = 2,2$ Minuten. Da das Laden mit dem Lösen

vergütet wird, ist der Tagelohn des Schiebers für die Förderung während dieser Zeit nicht anzurechnen. Der tägliche Weg eines Arbeiters darf 30 km nie übersteigen. Der Widerstand der Karre ist etwa 0,08 des Gewichtes. Tagelohn eines Schiebers im Folgenden mit 20 Pf. für die Stunde angesetzt. Kosten einer Karre bei 9 kg Eisenbeschlag = 10—12 M., Lebensdauer etwa 16 Arbeitsmonate zu 24 zehnstündigen Tagen. Die Ausbesserungskosten wachsen mit der in der Zeiteinheit zu fördernden Masse, sind aber bei weiter Förderung wegen selteneren Kippens und Ladens geringer, als bei kurzer; im Folgenden sind sie = 2% der reinen Förderkosten bei weiter Förderung ($l = 3,5$), zu 4% bei kurzer ($l = 0,2$) gesetzt. Die verlegte Bahn kostet für 1 lfd. m 60 bis 120 Pf., im Folgenden sind 80 Pf. angenommen. Die Bahn hält etwa 9 Monate, wenn in 1 Stunde 150 Karren darüber gehen. Unbedingt nöthig ist für jede Kippstelle nur eine Fahrt, bei starker Förderung ist jedoch auch für den Rückweg die Fahrt erwünscht und hier angenommen. Die Bahn muss sorgfältig rein gehalten und dem Arbeitsfortschritte entsprechend umgelegt werden; es ist angenommen, dass das bei kurzer Bahn von einem, bei langer von 2 Handlangern für eine Förderstelle besorgt werden kann, gewöhnlich liegen mehrere Fahrten nahe beisammen, so dass ein Handlanger an mehreren thätig sein kann, die Kosten sind daher bei $l = 0,2$ zu 10 Pf., bei $l = 3,5$ zu 20 Pf. für 1 Stunde angesetzt. Hier, wie bei den übrigen Förderarten kommt die in 1 Stunde nach dem Gesamtarbeitsplane zu fördernde Masse m in Frage; diese wird für eine Angriffsstelle wenigstens 9 cbm — entsprechend einem in einem Monat herzustellenden Einschnitte von $9 \cdot 10 \cdot 24 = 2160$ cbm — und höchstens etwa 50 cbm — entsprechend 12 000 cbm Monatsleistung — betragen. An der Kippstelle ist der frisch geschüttete Boden einzuebnen und die Vorbereitung des nächsten Kippens zu treffen; es ist angenommen, dass diese Arbeiten bei geringer Förderung ($m = 9$) in der Stunde 15 Pf., bei starker ($m = 50$) 35 Pf. kosten. Die Kosten der Aufsicht steigen mit der Zahl der Arbeiter der Angriffsstelle und sind bei geringer Zahl (20 Mann) mit 20 Pf., bei grosser Zahl (120 Mann) mit 40 Pf. für 1 Stunde angesetzt.

Nach den obigen Bezeichnungen sind nun die folgenden allgemein gültigen Ausdrücke für den Fall der Beförderung von m cbm auf l Stationen Entfernung in einer Stunde aufzustellen:

Gl. 12) Zeit einer Fahrt $\left(t_1 + t_2 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v} \right)$ Min.; wenn die Förderkräfte auch laden, so brauchen sie dieselbe Zeit, werden Wechselgefässe verwendet, d. h. finden die mit leeren Gefässen ankommenden Förderkräfte schon beladene Gefässe vor, so

Gl. 12a) ist die Zeit einer Fahrt der Förderkräfte nur $\left(t_1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v} \right)$ Min.

Gl. 13) Anzahl der cbm, welche ein Gefäss in 1 Stunde fördert:

$$\frac{60}{t_1 + t_2 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v}} i.$$

Gl. 13a) Anzahl der cbm, welche eine Förderkraft bei Wechselgefässen in 1 Stunde

$$\text{fördert: } t_1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v} i.$$

Gl. 14) Nöthige Zahl der Gefässe um m cbm in einer Stunde zu fahren:

$$\frac{m \left(t_1 + t_2 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v} \right)}{60 \cdot i}$$

Gl. 14a) Nöthige Zahl der Förderkräfte um mit Wechselgefässen in 1 Stunde

$$m \text{ cbm zu fahren: } \frac{m \left(t_1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{v} \right)}{60 \cdot i}$$

Werden die obigen Werthe hier eingesetzt, und dabei 5% Karren in Vorrath beschafft, so ergeben sich die unter I in die nachstehende Förderkostentabelle eingetragenen Werthe.

4. Handkippkarren (II der Tabelle).


Fassungsraum $i = \frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{2}$ cbm gewachsenen Bodens, für zweimännige Karren gewöhnlich $\frac{1}{3}$ cbm. Eine Förderkraft ist gleich zwei Mann zu setzen, daher der Stundenlohn zu 40 Pf. angenommen. Fahrgeschwindigkeit durchschnittlich 70 m in einer Minute. Raddurchmesser der zweirädrigen Karre = 1 bis 1,1 m, dabei ist der Widerstandsbeiwert 0,04. Die Karre hat eine Deichsel mit Querholz für die Schieber. Die Hinterwand ist leicht auszuheben. Die Achse liegt so, dass die Karre an der Deichsel etwas über das gewöhnliche Maass aufgehoben hinten überschlägt; der Boden soll, wenn die Hinterkante die Erde berührt, mindestens 45° geneigt sein. An der Kippstelle (Pritsche) befindet sich ein kleiner Dielenbelag, mit einem aufgelegten Holze am Ende, um die Karre aufzuhalten. Auf der Pritsche sind 1 bis 3 Mann nöthig, welche die Kippstelle in Ordnung halten, und die Hinterwand aus den ankommenden Karren ausheben. Eine Karre mit 60 kg Eisenbeschlag kostet 72 bis 95 M. und hält etwa 24 Arbeitsmonate aus. In Vorrath sind 10% Karren zu halten. Die Bahn besteht aus 8–10 cm dicken, 25 cm breiten Dielen mit Eisenbändern und Querschwellen an den Stössen; auf die Innenkante Spurleisten zu nageln, empfiehlt sich nicht. Neuerdings werden häufig flache \square Eisen (10 kg für 1 m) verwendet, auch wohl flach gelegte Eisenbahnschienen. Kosten der Bahn mindestens 4 M. für 1 m, Dauer bei starker Benutzung (75 Karrenübergänge in 1 Stunde) 9 Monate. Die Bahn kann bei festem Boden einfach sein, bei losem, seifigem Boden legt man sie besser auch für die Rückfahrt, wie hier angenommen. Die Karren fahren einzeln, nicht in Rotten, fleissige Leute verdienen daher mehr als bei Schiebkarren. Mit Wechselkarren wird nicht gearbeitet, die beiden Schieber laden auch $\left(t_2 = \frac{1}{3} \frac{1}{2 \cdot 1,8} 60 = 5,5 \text{ Min.} \right)$;

sonstige Aufenthalte einer Fahrt (Kippen) $t_1 = 6$ Min. Die Reinigung der festliegenden Bahn ist bei kurzer Fahrt ($l = 1$) mit 10 Pf., bei langer ($l = 7,5$) mit 30 Pf. für 1 Stunde angesetzt. Die Arbeiten an der Kippstelle wurden bei ganz geringer Förderung ($m = 9$) mit 10 Pf., bei starker ($m = 50$) mit 60 Pf. für die Stunde berechnet. Die Ausbesserung der Karren erfordert bei kurzer Förderweite ($l = 1$) 7%, bei langer ($l = 7,5$) 5% der reinen Förderkosten; für Aufsicht wurde für kleine Angriffstellen mit 30 Fahrern 30 Pf., für grosse mit 120 Fahrern 50 Pf. in einer Stunde berechnet.

Die Ausdrücke der Spalte II der Tabelle sind durch Einsetzen der obigen Werthe in die Gl. 12–14 gewonnen, wobei die Zahl der Arbeiter doppelt so gross ist, wie die der Karren ohne Vorrath.

5. Pferde-Kippkarren (III der Tabelle).

Die Karren sind gebaut, wie die Handkippkarren, haben jedoch $i = 0,5$ cbm gewachsenen Bodens als Inhalt. Ein Pferd bewegt zwei gekuppelte Karren, deren vordere eine Gabel, deren hintere eine Mitteldeichsel hat. Da hier zum Laden unbedingt besondere Arbeiter erforderlich sind, so wird namentlich bei kurzen Förderweiten vortheilhaft mit Wechselkarren gearbeitet; für die Förderkräfte treten daher die Formeln 12a, 13a, 14a ein; ein Pferd mit Treiber kostet für 1 Stunde 60 Pf., für die Förderkräfte ist $i = 2 \cdot 0,5$ zu setzen. Die Ladezeit t_2 ist $= \frac{0,5}{2 \cdot 1,8} 60 = 8,3$ Min., die Aufenthalte der Fahrt einschliesslich

des Kippens $t_1 = 15$ Min. Für die erschwerte Beladung der höheren Karren sind hier 4 Pf. für 1 cbm zu vergüten. Die Geschwindigkeit der Fahrt v ist $= 80 \text{ m}$ in 1 Minute. Der Widerstand ist $= 0,03$ des Gewichtes zu setzen. Die Karre kostet 120 M., sie hält etwa 24 Arbeitsmonate aus. Bei Förderung zu Thale steiler als 1:50 werden Bremsen erforderlich. Die Fahrt besteht aus Bohlen, am besten eichenen, von 10—12 cm Dicke und 30 cm Breite, welche in 2,0 bis 2,5 m Abstand in hölzerne Querschwellen eingelassen und eingekleimt sind; auf die Innenkante werden Spurleisten von $8 \times 10 \text{ cm}$ genagelt. Auch hier können  Eisen oder flachgelegte Eisenbahnschienen verwendet werden. Die Kosten der Bahn, welche doppelt liegen muss, betragen 5 M. für 1 m der beladen, 3,75 M. für 1 m der leer zu befahrenden Strecke. An den Enden, der Belade- und Kippstelle sind Wendebühnen von zusammen 50 qm erforderlich. An der Kippstelle sind bei schwacher Förderung 5, bei starker 10 Mann ausser den Treibern zu halten, welche die ankommenden Karren loskuppeln, wenden, von der Hinterwand befreien, auskippen und zur Rückfahrt fertig machen. Die Bahn hält etwa 9 Monate, wenn 40 Karren in 1 Stunde übergehen. Für die Reinigung der Bahn sind bei geringer Länge ($l = 3$) 20 Pf., bei grosser ($l = 20$) 60 Pf. für eine Stunde zu vergüten. Die Ausbesserung der Karren erfordert bei geringen Weiten ($l = 3$) $7 \frac{1}{2} \%$, bei grossen ($l = 20$) $5 \frac{1}{2} \%$ der reinen Förderkosten. Die Kosten der Aufsicht sind bei geringer Masse für 9 Pferde mit 20 Pf., bei grosser für 50 Pferde an einer Angriffstelle mit 50 Pf. für die Stunde eingesetzt. Hiernach ergeben sich die Ausdrücke der Fördertabelle in Spalte III.

6. Kippwagen auf Schienengleisen durch Menschen geschoben (IV der Tabelle).

Die zweckmässig zum Kippen nach vorn oder zur Seite eingerichteten Wagen, welche jetzt in der Regel mit im Querschnitte dreieckigem, nach beiden Seiten um ausserhalb der Mitte liegende Längs- oder Querachsen kippendem Wagenkasten aus Eisenblech auf flusseisernem Gestelle ausgebildet werden, fassen bei $1,33 \text{ cbm}$ Hohlraum etwa $i = 1 \text{ cbm}$ gewachsenen Boden, und werden durch je 2 Leute geschoben, welche auch das Auskippen und Beladen besorgen; nicht kippende Wagen erschweren die Entladung bis zum 4fachen Kostenbetrage. Als Kosten der Wagen einschliesslich der Ausbesserung werden (Handbuch der Ingenieurwissenschaften I, 1, S. 378) 5 Pf. für die Stunde und 1 cbm Hohlraum gerechnet; in Vorrath sind $10 \frac{1}{2} \%$ der erforderlichen Wagen zu halten. Die Geschwindigkeit der Fahrt ist $v = 70 \text{ m}$, der Widerstand der Bewegung 0,009. Die Aufenthalte einer Fahrt erfordern $t_1 = 8$ Minuten, das Beladen $t_2 = \frac{1,06}{2,18} 60 = 17,7$ Min. Für Hülfeleistungen an der Belade- und Kippstelle sind 4 Pf. für 1 cbm zu rechnen. Das Schmieren der mit besser ausgebildeten Achsen versehenen Wagen¹⁾ erfordert $\frac{1}{2}$ Pf. für 1 auf die Entfernung $= 10$ gefördertes cbm . Die meist schmalspurige Bahn (60—90 cm) besteht aus leichten Grubenschienen auf hölzernen Querschwellen oder aus sogenannten Feldbahnen mit eisernen Querschwellen. Legung und Aufreissen erfordern 2,0 M. für 1 m , die Bahn ist nach Benutzung bei geringen Förderungen ($m = 9$) schätzungsweise um 1,0 M., nach Benutzung zu starken Förderungen ($m = 50$) um 3,0 M. für 1 m entwerthet. Die Bahn liegt einfach, doch ist ihre Länge wegen der Weichen und Ausweichstellen mit etwa $1,33 l$ anzusetzen. Die Instandhaltung der Bahn erfordert für jedes überführte cbm und die Länge 10 bei schwacher Förderung ($m = 9$) 0,4 Pf., bei starker ($m = 50$) 2 Pf., da bei starker Förderung die Lage häufiger verbessert und verschoben werden muss. Die Aufsicht ist bei dem übersichtlichen Betriebe für 30 Mann zu 20 Pf., für 120 Mann zu 40 Pf. gerechnet. Die Zahl der Schieber ist doppelt so gross, wie die der Kippwagen ohne Vorrath. Die nach Gl. 12 bis 14a und diesen Zahlen folgenden Ausdrücke sind in der Tabelle unter IV zu finden.

7. Kippwagen auf Schienengleisen durch Pferde gezogen (V der Tabelle).

Die wie oben einzurichtenden Wagen fassen in der Regel bei $1,9 \text{ cbm}$ Hohl-

¹⁾ Ueber Kipper siehe Handbuch für spezielle Eisenbahntechnik, Bd. 2, Cap. XV. — Henz, Erdbau. Zeitschr. des Hann. Arch. und Ing.-Ver. 1878, Taf. 763. — Hottenrot, Beitrag zur Geschichte des Erdbaues, Zeitschrift für Baukunde 1882.

raum $1,5 \text{ cbm}$ gewöhnlichen gewachsenen Bodens; ihrer 3 werden von einem Pferde gezogen. Für das Beladen und Kippen sind besondere Arbeiter nöthig, daher die Kosten für 1 cbm für erschwertes Laden und Entladen = 8 Pf. zu setzen. Die Anzahl der Förderkräfte folgt aus 14a für $i = 3,15$, wozu 15% Vorrath. Die Kosten der Wagen betragen wie oben 5 Pf. für 1 cbm Hohlraum in 1 Stunde, Vorrath 10% . Der Widerstand der Bewegung ist durchschnittlich $0,008$ des Gewichtes; die Geschwindigkeit $v = 85 \text{ m}$. Der Aufenthalt für Entleeren, An- und Abfahren und Ordnen beträgt $t_1 = 10 \text{ Min.}$ für jede Fahrt, das Laden durch 2 Mann für den Wagen dauert $t_2 = \frac{1,5}{2 \cdot 1,8} 60 = 25 \text{ Min.}$ Das

Schmieren der Wagen ist wie bei 6. zu berechnen. Die gewöhnlich $90\text{--}100 \text{ cm}$ breite Bahn besteht aus schwereren Schienen auf Querschwellen, sie erfordert schätzungsweise für Legen und Aufreissen $3,0 \text{ M.}$ für 1 m , und ist nach Benutzung an schwacher Arbeitsstelle ($m = 9$) etwa um $1,0$, an starker ($m = 50$) etwa um $3,0 \text{ M.}$ für 1 m entwerthet. Ihre Länge ist mit $1,25 \text{ l}$ in Rechnung zu stellen. Die Instandhaltung kann auch hier bei schwacher Förderung ($m = 9$) mit $0,4 \text{ Pf.}$, bei starker ($m = 50$) mit 2 Pf. für $1 \text{ gefördertes cbm}$ und die Länge 10 berechnet werden. Die Aufsicht kostet wegen der geringeren Arbeiterzahl weniger, sie ist für schwache Förderung mit $9 \text{ Pferden} = 15 \text{ Pf.}$, bei starker mit $50 \text{ Pferden} = 30 \text{ Pf.}$ für 1 Stunde gesetzt.

8. Kippwagen auf Arbeitsbahnen von Lokomotiven gezogen (VI der Tabelle),

das in neuester Zeit als am leistungsfähigsten erkannte Fördermittel) selbst bei geringen Weiten von 500 m an, wenn es sich um grosse Massen handelt. Geschwindigkeit im Mittel $v = 360 \text{ m}$ in 1 Minute. Hohlraum der Wagen $2,5 \text{ cbm}$, Fassung 2 cbm an gewachsenem Boden, Widerstand der Bewegung $0,007$ des Gewichtes. Aufenthalte einer Fahrt für die Wagen $t_1 = 10 \text{ Min.}$ an der Entladestelle; für die Lokomotive ist $t_1 = 20 \text{ Min.}$, da sie an der Beladestelle die Wagen verschieben muss. t_2 ist, wenn 3 Leute einen Wagen beladen $t_2 = \frac{2,0}{3 \cdot 1,8} 60 = 22 \text{ Min.}$ Wegen dieser langen Aufenthalte wird, wenn l nicht sehr gross ist, am besten mit Wechselzügen gearbeitet. Für erschwertes Beladen und das Entladen sind 10 Pf. für 1 cbm anzusetzen. 10% der nothwendigen Wagen sind in Vorrath zu halten. 1 cbm Wagenraum kostet für 1 Stunde 5 Pf. , das Schmieren der Wagen $\frac{1}{2} \text{ Pf.}$ für 1 cbm und die Entfernung 10 . Eine Wagenladung wiegt durchschnittlich $2 \cdot 1500 = 3000 \text{ kg}$, das Wagengewicht ist etwa $\frac{1}{3}$ davon = 1000 kg . Die Arbeit, welche ein Zug von z Wagen erfordert, ist $0,007 \cdot z \cdot 4000 \cdot 360 \text{ mkg}$ in 1 Minute; eine Lokomotive von k Pferdestärken leistet $k \cdot 75 \cdot 60 \text{ mkg}$, also kann ein Zug $z = \frac{k \cdot 75 \cdot 60}{0,007 \cdot 4000 \cdot 360} = 0,446 k$ Wagen enthalten. Für die Berechnung der Wagenzahl ist in Gl. 14 $t_1 = 10$, $t_2 = 22$, $i = 2,0$, für die der Lokomotive in Gl. 14a $t_1 = 20$, $i = 2 \cdot 0,446 \cdot k$ zu setzen. Für Verschieben und rechtzeitiges Abfahren bei Wechselzügen ist $\frac{1}{6}$ der Lokomotiven in Vorrath zu halten.²⁾ Eine Lokomotive wiegt im Betriebe: $(3500 + 1200 k) \text{ kg}$, sie verrichtet in einer Stunde selbst:

$$\frac{60}{20 + \frac{21 \cdot 100}{360}} 2l(3500 + 1200 k) 100 \text{ mkg.}$$

1 für $2,5 \text{ Pf.}$ zu beschaffendes kg Kohle entspricht etwa $2,7 \text{ Mill. mkg}$,³⁾ es

¹⁾ Angaben über Maschinen von Krauss siehe Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften I, S. 3, 5, 356, 361, 377 u. 378.

²⁾ Vergl. Funk, Mittheilungen über den Bau der Venlo-Hamburger-Eisenbahn, Hannover, Jänecke 1873.

³⁾ Nach „Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften“ I, 1, S. 377 entspricht 1 kg Kohle eine Förderleistung von $1500\text{--}2000 \text{ m cbm}$, im Mittel etwa $1800 \cdot 1500 = 2,7 \text{ Mill. mkg}$. Der Satz erscheint sehr niedrig gegriffen. Nach Rühlmann Allgem. Masch. Lehre III, S. 328 wurden mit 115 Pfd. Kohlen 350 t 7500 m weit $1:100$ bergan gefördert; wird die Widerstandsziffer der Bahn hier zu $0,0035$ angenommen, so entspricht das einer wagerechten Förderleistung von 176 Mill. mkg für 1 kg Kohle. Nach Frank: Org. für Fortschr. des Eisenbahnwesens, 1883, Heft I: „Widerstände der Lokomotiven und Eisenbahnzüge usw.“ Tabelle IV, No. 5, wurden

Kosten in Pf. der wagrechten Förderung von 1 cbm auf l Stationen

Förderart	I.		II.		III.	
	Schiebkarren m = 9 bis 50		Handkippkarren m = 9 bis 50		Pferdekippkarren m = 9 bis 50	
1 v = Geschwindigkeit	60 m in 1 Minute		70 m in 1 Minute		80 m in 1 Minute	
2 i = Laderaum der Wagen	1/15 cbm gewachsenen Bodens		1/3 cbm gewachsenen Bodens		0,5 cbm gewachsenen Bodens	
3 Bewegt werden	1 Karre durch 1 Mann		1 Karre durch 2 Mann		2 Karren durch 1 Pferd	
4 t ₁ = Aufenthalt einer Fahrt	0,8 + 0,33 l Minuten		6 Minuten		15 Minuten	
5 t ₂ = Ladezeit eines Wagens	1 1/15 60 = 2,2 Minuten		1 1/3 60 = 5,5 Minuten		0,5 1/2 60 = 8,3 Minuten	
6 Tagelohn	200 Pf. für 1 Mann		200 Pf. für 1 Mann		600 Pf. für 1 Pferd mit Führer	
7 Kosten des Wagens	1000 Pf.		9000 Pf.		12000 Pf.	
8 Kosten der Förderkräfte	—		—		—	
9 Zahl (Wagens) der (Förderkräfte) ein- schl. Vorrath	(0,79 + 0,97 l) m		(0,632 + 0,157 l) m		(0,854 + 0,09 l) m	
11 Mittelwerthe m und k	m = 20		m = 25		m = 25	
12 Reine Förderkosten	4 + 18,3 l	4 + 18,3 l	12 + 5,72 l	12 + 5,72 l	16,5 + 2,76 l	16,5 + 2,76 l
13 Instandhalten der Bahn	9,5 + 3 l / m	0,5 + 0,15 l	6,9 + 3,1 l / m	0,3 + 0,12 l	13 + 2,35 l / m	0,5 + 0,09 l
14 Einebnen, Einbauen. Bahn- verlegen, erschwertes Laden, Weichenziehen	0,5 + 10,5 / m	1,0	1,0 + 11 / m	1,4	2,4 + 78 / m + 4	9,5
15 Abnutzung der Bahn	0,74 l	0,74 l	1,48 l	1,48 l	0,2 + 1,01 l	0,2 + 1,01 l
16 Werthminderung und Er- haltung der Förderkräfte	—	—	—	—	—	—
17 Werthminderung der Wagen	0,2 + 0,26 l	0,2 + 0,26 l	1,0 + 0,25 l	1,0 + 0,25 l	1,8 + 0,19 l	1,8 + 0,19 l
18 Ausbesserung der Wagen	0,1 + 0,35 l	0,1 + 0,35 l	1,0 + 0,23 l	1,0 + 0,23 l	1,3 + 0,10 l	1,3 + 0,10 l
19 Schmierer der Wagen	—	—	—	—	—	—
20 Aufsicht	0,2 + 16 / m + 0,18 l	1,0 + 0,18 l	0,3 + 23,4 / m + 0,063 l	1,2 + 0,06 l	0,2 + 13,5 / m + 0,03 l	0,7 + 0,03 l
21 Summe für die Mittelwerthe von m und k	Förderkosten	4 + 18,3 l	12 + 5,72 l	16,5 + 2,76 l		
22	Nebenkosten	2,8 + 1,88 l	4,9 + 2,14 l	14,0 + 1,42 l		

kosten also die Lokomotiven, wenn man wegen des Verschiebens 5/5 der Länge einführt, selbst: $\frac{6 \cdot 60 \cdot 2 \cdot 100 \cdot l (3500 + 1200 k) 2,5}{5 \cdot (20 + \frac{2 \cdot 100 \cdot l}{360})} 2700000$ für eine Lokomotive. Nöthig

bei 0,395 kg Wasserverbrauch oder $\frac{0,395}{7,06}$ kg Kohlenverbrauch für 1 Sekunde 152600 + 62700 kg Bruttolast 7,47 m l: 610 bergan gefördert, was bei 0,0035 mittlerem Widerstandwerthe einer wagrechten Förderleistung von 42,2 Mill. mkg für 1 kg Kohlen entspricht. Selbst mit Rücksicht auf den doppelten Widerstandwerth (0,007) und die ungünstige Wirkung schwacher Lokomotiven auf schlechter Bahn, erscheint also der Satz von 2,7 Mill. mkg für 1 kg Kohle sehr niedrig.

von 100 m, wenn in einer Stunde m cbm gefördert werden müssen.

Kippwagen auf Schienenbahnen bewegt durch					
IV. Menschen m = 9—50		V. Pferde m = 9—50		VI. Lokomotiven von k Pferde- stärken m = 20—200	
70 m in 1 Minute		85 m in 1 Minute		360 m in 1 Minute	
1,33 cbm = 1,06 cbm gew. Bodens		1,9 cbm = 1,5 cbm gew. Bodens		2,5 cbm = 2,0 cbm gewachsenen Bodens	
1 Wagen durch 2 Mann		3 Wagen durch 1 Pferd		0,446 k Wagen durch 1 Lokomotive	
8 Minuten		10 Minuten		2 · 10 = 20 Minuten	
1,06 / 2 · 1,8 60 = 17,7 Minuten		1,5 / 2 · 1,8 60 = 25 Minuten		2 / 3 · 1,8 60 = 22 Minuten	
200 Pf. für 1 Mann		600 Pf. für 1 Pferd		2000 Pf. für 1 Lokomotive	
50 Pf. für 1 cbm Raum u. 1 Tag		50 Pfg. für 1 cbm Raum u. 1 Tag		60 cbm für 1 cbm Raum und 1 Tag	
—		—		k = 10: so 6000 M., k = 100: so 18000 M.	
(0,444 + 0,05 l) m		(0,428 + 0,029 l) m		(0,292 + 0,005 l) m	
(0,808 + 0,09 l) m Mann		(0,0426 + 0,01 l) m Pferde		(0,435 + 0,0117 l) m / k Lokomotiven	
m = 25		m = 25		m = 100 k = 50	
5,0 + 1,8 l	5,0 + 1,8 l	2,6 + 0,6 l	2,6 + 0,6 l	Kohlen $(0,3 + \frac{0,872}{k}) l + 0,23 l$	0,548 l
				Betrieb $(72,6 + 2 \cdot 2) \frac{1}{k}$	1,5 + 0,04 l
0,31 l - 2,2 / m l	0,22 l	0,3 l - 2,2 / m l	0,21 l	0,024 l + 8 + 4 l / m + 0,05	0,1 + 0,064 l
4,0	4,0	8,0	8,0	10	10,0
0,74 l + 29,8 l / m	1,91 l	46,9 l / m - 0,19 l	1,68 l	1,1 + 0,54 l + 14,7 + 7,6 l / m	1,2 + 0,62 l
—	—	—	—	0,3 + 0,009 l + 11,7 + 0,316 l / k	0,9 + 0,015 l
3,0 + 0,33 l	3,0 + 0,33 l	4,1 + 0,28 l	4,1 + 0,28 l	3,7 + 0,063 l	3,7 + 0,063 l
0,05 l	0,05 l	0,05 l	0,05 l	0,067 l	0,067 l
0,2 + 13,4 / m + 0,02 l	0,7 + 0,02 l	11,7 / m + 0,003 l	0,5 + 0,003 l	0,3 + 44,4 / m	0,7
5 + 1,8 l		2,6 + 0,60 l		1,5 + 0,588 l	
7,7 + 2,53 l		12,6 + 2,22 l		16,6 + 0,829 l	

sind ohne Vorrath nach Gl. 14a für $i = 2 \cdot 0,446 k$: $20 + \frac{2 \cdot l \cdot 100}{360} m$ Fahrlokomotiven, folglich erfordern alle Lokomotiven an Kohlen $(0,3 + \frac{0,872}{k}) m l$ Pf. Die Hinfahrt der beladenen Wagen entspricht $m \cdot 1500 \cdot 1,33 \cdot l \cdot 100$ mkg, die

2*

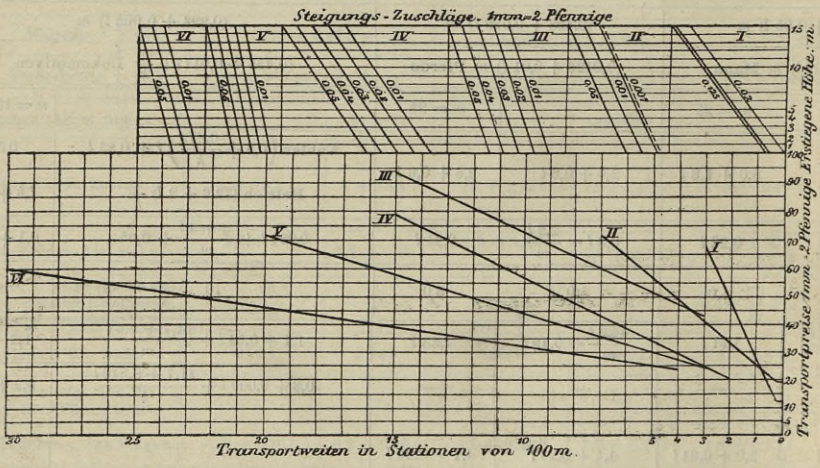
Rückfahrt der leeren, da m cbm in $\frac{m}{2}$ Wagen gefahren werden $\frac{m}{2} \cdot 1000 \cdot 100$ l mkg, die ganze Wagenförderung erfordert also an Kohlen:

$$\frac{(1,33 \cdot 100 \cdot 1500 + 50 \cdot 1000) \cdot m \cdot l}{2700000} \cdot 2,5 = 0,23 \cdot m \cdot l \text{ Pf. in 1 Stunde.}$$

Die übrigen Kosten einer Lokomotive für Führung, Heizung, Pumpen, Schmieren, Brunnen- und Schuppenanlagen u. dergl. betragen 20 M. im Tage, also bei zwölfstündiger Arbeit 167 Pf. für 1 Stunde. Diese Kosten sind für die Vorrathslokomotiven gleichfalls zu rechnen.

Die Bahn wird in stark gekrümmten Strecken wohl mit 90 cm, sonst meist mit normaler Spur aus alten Eisenbahnschienen auf Querschwellen hergestellt. Ihre Länge ist wegen der Wechselgleise, Ausweichungen u. dgl. = 1,086 l + 210 m zu setzen. Verlegung und Aufnahme kosten für 1 m 3,0 M., die Abnutzung bei schwacher Förderung beträgt 1 M., bei starker 5 M. für 1 m, wobei als Grenzen der stündlichen Masse $m = 20$ und $m = 200$ cbm anzunehmen sind. Die Instandhaltung der festliegenden und starken Bahn kann bei schwacher Förderung zu 40 Pf., bei starker zu 80 Pf. für die Länge 10 angesetzt werden. Die Werthminderung und der Ersatz der Lokomotiven erfordert 20 % der Neukosten auch

Fig. 10.



für den Vorrathsbestand im Jahre, und beträgt, da eine 10 pferdige Lokomotive 6 000 M., eine 100 pferdige 18 000 M. kostet (27 + 0,773 k) Pf. in einer Stunde für eine Lokomotive. Die Aufsicht, welche für Belade- und Kippstelle gesondert zu stellen ist, wurde bei schwacher Förderung ($m = 20$) mit 50 Pf., bei starker ($m = 200$) mit 100 Pf. für 1 Stunde angesetzt.

9. Zusammenfassung der Förderarten.

Für sämtliche Förderungsarten steigen die Kosten für schwer lösbare und harte Bodenarten. Für Fels beträgt dieser Anwachs bis zu 20%. Bei Aufstellung der Tabelle für Einzelfälle berücksichtige man dieses, indem man die Fassung eines Gefässes i kleiner, die Abnutzung der Wagen, und die Kosten für Einbauen und für Zuschläge zum Ladepreise höher einsetzt.

Nach obigen Werthen ist die Tabelle S. 18 u. 19 zusammengestellt, und am Schlusse derselben ist als Beispiel auch das für einen besondern Fall für Mittel- von m und k aus den allgemeinen Ausdrücken entstehende Ergebniss gezogen, dieses Schlussergebniss ist in Fig. 10 im halben Längenmaßstabe der Fig. 9 aufgetragen; aus einer solchen Auftragung erkennt man ohne weiteres, welche Förderart bei den im Einzelfalle vorliegenden Verhältnissen für eine bestimmte Weite die vortheilhafteste ist. Dabei ist zu bemerken, dass man VI trotz der

billigen Preise auch für kleine Weiten für solche doch nur dann verwenden kann, wenn entweder die Massen sehr bedeutende sind, oder die vortheilhafte Wiederverwerthung der theueren Vorkehrungen nach kürzerer Benutzung ausser Frage steht. Es mag noch hervorgehoben werden, dass die Auftragung kein ganz richtiges Bild des Verhältnisses zwischen den Preisen verschiedener Förderarten liefert, weil für die verschiedenen Förderarten verschiedene Werthe von m eingeführt sind, die einzelnen Darstellungen sich also auf Arbeiten verschiedenen Umfanges beziehen. Es bedarf kaum des besonderen Hinweises, dass die hier erzielten Ergebnisse auch bezüglich der wagerechten Spalten 12 bis 20 keine allgemeine Gültigkeit haben; in jedem Einzelfalle wird man die Richtigkeit der eingeführten Preise zu prüfen und die Formeln nach dem obigen Ueberlegungsgange zu berichtigen haben.

β. Förderung auf geneigter Bahn.

Der Einfluss der Steigungen auf die Förderpreise ist bisher fast stets in der Weise berücksichtigt, dass man für jedes erstiegene Meter, ohne Rücksicht auf die Steilheit der Rampe, der Förderweite eine gewisse Länge zusetzte, z. B. beim Bau der Venlo-Hamburger Bahn 25^m Länge für 1^m Steigung. Andere¹⁾ schlagen vor, diesen Zuschlag je nach Wahl der Förderart, den Eigenthümlichkeiten der einzelnen entsprechend abzustufen. Winkler (Vortr. über Eisenbahnbau V. S. 95) stellt eine eingehende Theorie der Bewegung durch lebende Förderkräfte auf, auf Grund deren er die veränderte Förderweite, d. h. diejenige wagerechte Entfernung ermittelt, welche dieselben Kosten verursacht, wie die wirkliche geneigte Bahn. Die Verwendung derselben fügt sich einem zeichnenden Verfahren jedoch nicht in einfacher Weise ein. Goering ermittelt die Kostenvermehrung auf der Grundlage, dass sie sich zu den reinen Förderkosten verhält, wie die in die Bahnneigung fallende Seitenkraft des Gewichtes der geförderten Massen zur Widerstandsziffer der wagerechten Bahn. Wird die Steigung s genannt (für 1:100 $s = 0,01$), so ergeben sich für den Einzelfall der Fördertabelle die Zuschläge K folgendermassen, wenn h die erstiegene Höhe in m bedeutet

I. für Schiebkarren	$K = (4 + 18,3 l) \frac{s}{0,08} = (50 s + 2,30 h)$ Pf.
II. für Handkipkarren	$K = (12 + 5,72 l) \frac{s}{0,04} = (300 s + 1,43 h)$ Pf.
III. für Pferdekippkarren	$K = (16,5 + 2,76 l) \frac{s}{0,03} = 550 s + 0,93 h$ Pf.
IV. für Arbeitsgleiche mit Menschen	$K = (5 + 1,8 l) \frac{s}{0,009} = (555 s + 2,00 h)$ Pf.
V. für Arbeitsgleiche mit Pferden	$K = (2,6 + 0,6 l) \frac{s}{0,008} = (325 s + 0,75 h)$ Pf.
VI. Arbeitsgleiche m. Lokomotiv. ²⁾	$K = (1,5 + 0,588 l) \frac{s}{0,007} = (214 s + 0,84 h)$ Pf.

Diese Zuschläge stelle man zugleich mit der Fördertabelle dar, wie es in Fig. 10 für die beigeschriebenen Werthe von s und bis $h = 15^m$ geschehen ist.

Abzüge für Förderungen mit Gefälle werden meist nicht gemacht, weil die Vortheile durch die Bergförderung der leeren Gefässe grösstentheils verloren gehen. In einzelnen Fällen hat man auf Gefällen, welche kein Bremsen bedingen obige Zuschläge zur Hälfte in Abzug gebracht.

Bestimmung der Steigungen. Nach Lang sind die Steigungen, für welche noch kein Zuschlag zu rechnen ist:

Für Schiebkarren 1:20, Handkipkarren 1:77, Pferdekippkarren 1:100,

¹⁾ Vergl. auch Handbuch der Ingenieurwissenschaften I. 1. S. 368. Lang, Zeitschrift für Baukunde 1878. S. 517.

²⁾ Hier dürfte es gerechtfertigt erscheinen, den reinen Förderkosten für die Berechnung von K auch die für Wagen und Lokomotiven zuzuschlagen, d. h. Reihe 16, 17, 18 und 19 der Tabelle, da deren Zahl durch die Steigung offenbar vermehrt wird. Die hier aufgestellte Formel giebt in der That etwas niedrigere Zuschläge.

Kippwagen auf Arbeitsgleichen durch Menschen bewegt 1:100, durch Pferde 1:150, durch Lokomotiven 1:200.

Die günstigsten Steigungsverhältnisse¹⁾ für die Bergförderung sind für Schiebkarren 1:18, $s_0 = 0,005$, für Handkippkarren 1:20, $s_0 = 0,05$, für Pferdekippkarren 1:25, $s_0 = 0,04$, für Schienengleise mit Menschen 1:60 bis 1:80, $s_0 = 0,014$, mit Pferden 1:60 bis 1:80, $s_0 = 0,014$ und für Lokomotiven dem Bau derselben anzupassen,

Die Gefälle, bei denen die Rückfahrt der leeren Gefässe ebenso theuer ist, wie wagerechte Förderung der beladenen sind für Schiebkarren 1:12, $s_0 = 0,083$, für Handkippkarren 1:17, $s_0 = 0,06$, für Pferdekippkarren 1:20, $s_0 = 0,05$, für Menschen und Pferde auf Arbeitsgleisen 1:60, $s_0 = 0,017$.

Für Längsförderung aufwärts kommt nur der Höhenunterschied h in den Schwerpunktslothen der zu bewegenden Massen in der herzustellenden Bahn gemessen, sowie die Neigung der letzteren in Betracht, da im allgemeinen der Absturz an der Gewinnungs- und Verwendungsstelle keine besonderen Kosten verursacht und die Förderung keinesfalls ungünstiger als in der Lage des herzustellenden Planum erfolgt. Einem etwaigen Abbau in Geschossen in der Berechnung der Kosten genau zu folgen, ist nicht wohl möglich, weil die Einzelheiten erst bei der Ausführung festgestellt werden.

Für Längsförderung abwärts werden in der Regel weder Zuschläge noch Abzüge gemacht; nur beim Angriffe sehr steiler Hänge mit Schiebkarren kommen stark fallende Bahnen vor; bei diesen ermittele man den Höhenunterschied h der Schwerpunkte und vergüte dann die wagerechte Förderung für die

Weite $\frac{h}{s_0} = l_0$ wenn $l_0 >$ wird, als die wirkliche wagerechte Schwerpunktsentfernung l , andern Falls für die Weite l . Nur wenn man bei der Unmöglichkeit, Umwege zur Herstellung von l_0 einzuschlagen, zu steileren Gefällen, als s_0 gezwungen wird, sind besondere Vergütungen für die Thalförderung auszumachen.

Querförderung aufwärts kommt häufig vor bei Seitenentnahme, seltener bei hoher Seitenablagerung. Bedingen Seitenentnahme und Ablagerung nur Querförderung, so ist die Förderhöhe der lothrechte Schwerpunktsabstand h_0 , und die mindestens in Rechnung zu stellende wagerechte Förderweite l_1 auf

der Steigung s_1 wird $l_1 = \frac{h_0}{s_1}$. Bildet dagegen die Querförderung bei Seitenentnahme für lange Strecken aus einer kleinen Grube nur die Einleitung, oder bei Ablagerung aus langen Strecken in eine kleine Halde nur den Abschluss einer Längsförderung, so ist die Förderhöhe h_0 der lothrechte Abstand des Planum vom Schwerpunkte der Grube, bezw. Halde. Vergütung erfolgt nach l_1 , s_1 und h_0 .

Querförderung abwärts ist besonders häufig im Querausgleiche, kommt aber auch bei hoher Seitenentnahme und tiefer Seitenablagerung vor. Die lothrechte Förderhöhe h_0 ist zu bestimmen, wie bei Querförderung aufwärts; vergütet wird lediglich die wagerechte Förderung auf die Weite $l_0 = \frac{h_0}{s_0}$ ohne Rücksicht auf die wirklichen Steigungen. Nur wenn l_0 nicht durch Umwege herzustellen ist, also steiler als auf s_0 gefördert werden muss, sind besondere Vergütungen auszumachen.²⁾

b) Verfügung über die Erdmassen.

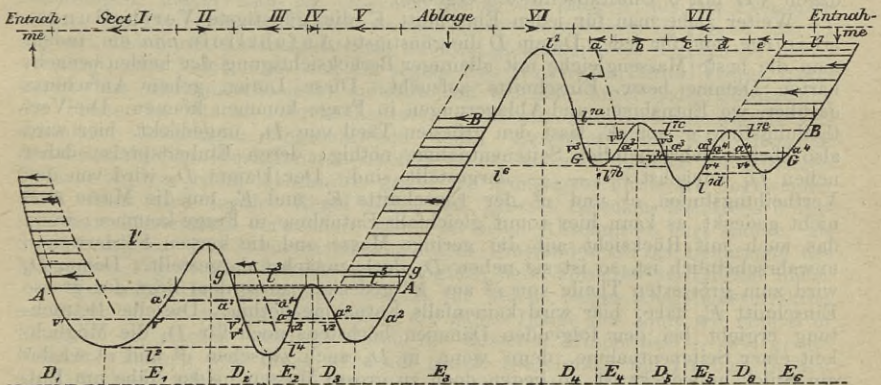
Die Festsetzung der Vertheilung der nach dem Obigen ermittelten Massen ist früher meist durch Tabellen auf Gund der Spalten 21 bis 28 der Tabelle Seite 10 erfolgt. Dieser Weg ist aber wegen seiner geringen Uebersichtlichkeit äusserst mühsam, unsicher und langwierig, und es gelingt, namentlich dem Anfänger meist nicht, nach diesem Verfahren den wirklich vortheilhaftesten Vertheilungsplan zu erhalten. Wesentlich sicherer und äusserst einfach ist die Benutzung des Vertheilungsprofils Fig. 9c dessen eigenthümliche Eigen-

¹⁾ Vergl. Winkler a. a. O. S. 109 Goering Zentralblatt der Bauverwaltung. 1881 S. 369.

²⁾ Ueber die äussersten Gefälle, auf denen die leeren Gefässe unter voller Ausnutzung der Förderkräfte eben noch zurückbewegt werden können, Zeitschr. f. Baukunde 1878. S. 518.

schaften schon früher erläutert sind; zu diesen tritt die nachfolgende Betrachtung. Zieht man eine beliebige wagerechte Massengleiche AA , Fig. 11, so legen deren Schnitte mit dem Vertheilungsprofile die Grenzen von Förderabtheilungen hier I bis V fest, in welchen abwechselnd vorwärts und rückwärts gefördert wird. Verschiebt man die Massengleiche (vergl. I. III. c. β) um die Masseneinheit nach oben, so ist das gleichbedeutend mit der Vermehrung der Linksförderungen auf die Längen der Sattelsehnen, und Verminderung der Rechtsförderungen auf die Längen der Buckelsehnen um je 1cbm . Sind nun die Förderkosten, welche letzterer Verminderung entsprechen, grösser, als die der Vermehrung der Linksförderungen, so ist diese Verschiebung offenbar vortheilhaft, und muss so lange fortgesetzt werden, bis Erhöhung der Kosten auf den Sattelsehnen und Verminderung auf den Buckelsehnen sich grade ausgleichen. Für die günstigste Ausgleichslinie ergibt sich daher die Regel, dass für sie die Sattelsehnen in den ihnen entsprechenden Förderkosten für 1cbm ausgedrückt gleich den in gleichem Mafsstabe gemessenen Buckelsehnen sein müssen; diese Kosten sind aber nach I, IV, a, α und β S. 13—22 und Fig. 10 in jedem Falle zu ermitteln. In Fig 11 ist der Einfachheit der Darstellung wegen angenommen, dass der Preis in Pfennigen für 1cbm stets durch

Fig. 11.



die Hälfte der Sehnenlängen dargestellt ist, was in Wirklichkeit nie zutreffen wird. Im Einzelfalle ist selbstverständlich der der Sehnenlänge entsprechende Förderpreis unter Berücksichtigung der Förderart und der Steigungszuschläge aus Fig. 10 zu entnehmen; der obige verkehrte Ansatz ist der Uebersichtlichkeit der allgemeinen Darstellung wegen gewählt. Der Einfluss von Entnahmen und Ablagerungen ist dabei leicht zu berücksichtigen. An den Stellen, wo sie in Frage kommen können, ermittle man den Preis für jedes cbm des Vertheilungsprofils, und zwar nicht blos für loth- und wagerechte Bewegung sondern auch einschliesslich Grunderwerb beziehungsweise Nutzungsentschädigung, sowie Lösen beziehungsweise Einbauen und trage für jedes cbm diesen Preis als wagerechte Länge auf. Man erhält so einen Linienzug gleichbleibenden Abstandes vom Vertheilungsprofile, wenn an allen Stellen unter gleichen Verhältnissen aus Seitengräben entnommen, oder in Seitendämme abgelagert wird; hat man es dagegen mit beschränkten Ausschachtungen für Entnahme, oder hohen Halden für Ablagerung zu thun, so entfernt sich der Zug um so mehr vom Profile, je mehr Längsförderung bis zur Verwandungsstelle der Quersförderungen hinzutritt. Ob nun die Abschnitte, welche von diesen Zügen auf den Ausgleichslinien gebildet werden, den Buckel- oder Sattelsehnen hinzutritt, lehrt in jedem Falle der Augenschein. Im vorliegenden Falle wird durch Verschieben von AA um 1cbm nach oben offenbar zugleich mit allen Buckeln sowohl die Entnahme bei D_1 wie die Ablagerung bei E_3 um je 1cbm verringert, folglich sind die Preislängen in diesem Falle als Buckelsehnen anzusehen. Die

Preise der Entnahmen sind in Fig. 11 durch —.—.—, die der Ablagerungen durch ——— Linien dargestellt. Die erste versuchsweise Eintragung einer Ausgleichslinie lehrt durch die Erkenntniss, dass die Sattelsehnen gegenüber den Buckelsehnen entweder verkleinert oder vergrößert werden müssen, ob die Verschiebung nach unten oder nach oben vorzunehmen ist.

Um für eine längere Strecke die beste Ausgleichung zu ermitteln, gehe man in der in Fig. 11 verschaulichten Weise vor. Zuerst ziehe man die sogenannten Grenzgleichen l , d. h. die äußersten Buckel- und Sattelsehnen, welche beiderseits das Profil noch erreichen; ihre Anzahl bestimmt die der Längsförderungs-Abschnitte. Diese Grenzgleichen überspannen häufig — z. B. l' über $D_1 E_6$ — mehrere Buckel und Sättel, wenn der Ausgleich über diese Buckel und Sättel weg billiger wird, als Ablagerung und Entnahme hinter und vor ihnen — in Ausgleichlinie BB ist die den Förderpreis messende halbe Länge zwischen D_4 und E_6 kleiner, als die Summe der Entnahme bei D_1 und der Ablagerung bei E_6 , für den Ausgleich zwischen E_3 und D_1 tritt dagegen das umgekehrte Verhältniss auf. Im Bereiche einer Buckel und Sättel überspannenden Grenzgleiche l' liegen dann Grenzgleiche zweiter Ordnung $l'a$ bis $l'e$, welche vor dem grossen Ausgleich E_6-D_4 auszuführende Unterabschnitte VII a bis VII e ergeben. Im vorliegenden Falle werden sich nach Maßgabe der Grenzgleichen 7 Abschnitte, davon VII mit 5 Unterabschnitten ergeben.

Weiter ziehe man für jeden Einschnitt E die günstigste Vertheilungslinie vvr , und für jeden Damm D die günstigste Anfuhrlinie aaa ein, indem man die beste Massengleiche mit alleiniger Berücksichtigung der beiden benachbarten Dämme bzw. Einschnitte aufsucht. Diese Linien geben Aufschluss darüber, wo Entnahmen und Ablagerungen in Frage kommen können. Die Vertheilungslinie v^1 von E_1 lässt den grössten Theil von D_1 ungedeckt, hier wird also höchst wahrscheinlich Seitenentnahme nöthig, deren Einheitspreise daher neben D_1 zunächst —.—.— dargestellt sind. Der Damm D_2 wird von den Vertheilungslinien v^1 und v^2 der Einschnitte E_1 und E_2 um die Masse $v^1 v^2$ nicht gedeckt, es kann hier somit gleichfalls Entnahme in Frage kommen; wenn das auch mit Rücksicht auf die geringe Masse und die kurzen Förderweiten unwahrscheinlich ist, so ist sie neben D_2 doch zunächst dargestellt. Damm D_3 wird zum grössten Theile von v^2 aus E^2 gedeckt, ausserdem liegt der grosse Einschnitt E_3 nahe, hier wird keinenfalls Entnahme nöthig. Dieselbe Betrachtung ergibt bei den folgenden Dämmen höchstens noch für D_4 die Möglichkeit einer Seitenentnahme, denn wenn in D_5 auch zwischen v^3 und v^4 wieder ein Stück ungedeckt ist, so liegen doch zu grosse Massen in der Nähe um Entnahme hier auch nur wahrscheinlich erscheinen zu lassen.

Ueber etwaige Ablagerungen aus den Einschnitten geben die Anfuhrlinien a der Dämme Aufschluss. E_1 wird in dem Damm D_1 zweifellos verbraucht, soweit er nicht von D_2 in Anspruch genommen wird. Die Anfuhrlinien a^1 und a^2 verwenden einen grossen Theil von E_2 doppelt, es wäre hier also mehr Boden erwünscht, Ablagerung ist ausgeschlossen. Für D_4 giebt es keine absolut günstigste Anfuhrlinie, denn legt man sie über den Buckel $E_1 D_5$ so wird die Sattelsehne D_4-E_6 zu gross, legt man sie unter ihn so wird D_4-E_4 zu klein; die vergleichsweise günstigste Anfuhrlinie ist hier also die Verlängerung der Grenzgleichen $l'a$. Sie und a^2 lassen aber E_3 zum grössten Theile unverwendet, also wird hier Ablagerung eintreten, deren Kosten in ——— Linie eingetragen sind. $l'a$ und a^3 verwenden einen Theil von E_4 , a^3 und a^4 einen Theil von E_5 doppelt; hier sind Ablagerungen ausgeschlossen, wogegen bei dem geringen Verbräuche bis a^4 in E_6 wieder Ablagerung wahrscheinlich ist. Bezüglich der möglichen Ausgleiche über Buckel und Sättel hinweg erzieht sich folgendes. Deckung $E_3 D_1$ könnte eintreten, wenn oberhalb Buckel $E_1 D_2$ die Längsförderung billiger würde, als Entnahme für D_1 und Ablagerung für E_3 , das ist augenscheinlich nicht der Fall. Für die Deckung von D_2 aus E_3 wird dicht über dem Kopfe $E_2 D_3$ Längsförderung billiger als Entnahme für D_2 und Ablagerung für E_3 , und zwar bis zur Grenzlinie g , wo beides gleich wird. Da nun die Masse zwischen C_3 und g die fehlende zwischen v^1 und v^2 übersteigt, so wird nöthigenfalls der Ausgleich E_6-D_4 eher in Frage kommen, als Entnahme und Ablagerung, so dass die Entnahme für D_2 ganz ausser Be-

tracht fällt. Für den Ausgleich $E_6 - D_4$ ist dicht über dem Buckel $E_4 D_5$ wieder Längsförderung das billigere, und da der vordere Theil des Dammes D_4 jedenfalls aus E_3 gedeckt wird, so fällt auch hier die Entnahme ausser Betracht.

Es bilden sich sonach zwei Ausgleichsstrecken zwischen Entnahme für D_1 und Ablagerungen für E_3 und E_6 , in denen nun die günstigsten Ausgleichslinien nach obiger Regel festgelegt werden können. Als solche ergibt sich von D_1 bis E_3 AA , denn für sie sind die nach der gemachten Annahme den Längsförderkosten einschl. der Steigungszuschläge entsprechenden halben Buckelsehnen vermehrt um die beiden Preise der Entnahme bei D_1 und der Ablagerung bei E_3 gleich den halben Sattelsehnen. Von E_3 bis E_6 ergibt sich die Ausgleichslinie BB , für welche Ablagerung in $E_6 +$ halbe Buckelsehne $E_3 D_4 =$ der halben Sattelsehne $D_4 E_6$ wird. Zufällig wird für BB Entnahme für $D_4 +$ Ablagerung für E_6 auch $=$ der halben Sehne $D_4 E_6$, so dass die günstigste Ausgleichslinie hier gerade in die Grenze fällt, wo Entnahme für D_4 eben noch nicht in Frage kommt. Da BB nun mehrere Buckel und Sättel überspannt, so ist unter ihr eine Ausgleichung zweiter Ordnung durchzuführen, welche von D_4 bis E_3 reichend in GG die Abschnitte VIIa — VIIe festlegt, welche erst abgearbeitet werden müssen, ehe der Ausgleich $E_6 - D_4$ beginnen kann.

Die Vergleichung der verschiedenen Preissummen geschieht bei diesen Betrachtungen, indem man die einzelnen Preise als Längen aus den Preismaßstäben, Fig. 10, bezw. den Entnahme und Ablagerungspreisen in Fig. 9c oder 11 abgreift und durch Aneinanderreihen auf zwei gleichlaufenden Geraden zeichnend vereinigt, oder indem man sich ein sogen. Förderkostenlineal (vergl. Launhardt: das Massennivellement) aufträgt, auf welchem unter jeder Förderweite die Preise der für sie vortheilhaftesten Förderart mit Berücksichtigung verschiedener Steigungen eingeschrieben sind. Letzteres Verfahren entspricht den tatsächlichen Verhältnissen insofern nicht, als wohl niemals bei grösseren Erdarbeiten in jedem Abschnitte grade die günstigste Förderart angewendet wird. Man wird in der Regel selbst auf grossen Strecken höchstens 3 verschiedene Förderarten verwenden, somit in vielen Abschnitten eine andere, als die günstigste. Die Berücksichtigung dieses Umstandes ist bei Benutzung des Maßstabes Fig. 10 ohne Schwierigkeit möglich, beim Förderkosten-Lineale nicht.

Was schliesslich die Längen betrifft, für welche obiges Ausgleichsverfahren anzulegen ist, so kommt dabei selten die ganze Länge der Linie auf einmal in Betracht, es werden vielmehr durch die äusseren Hindernisse — wie grosse Brücken, Tunnel, spät fertig werdende grosse Einschnitte und Dämme, Stellen wo Entnahmen oder Ablagerungen aus irgend welchen Gründen unvermeidlich sind — grössere Abschnitte gebildet, innerhalb welcher die Ausgleichungen abzuschliessen sind.

In dem Beispiele der Fig. 9 bilden eine Flussbrücke und ein Tunnel solche Grenzen. Zwischen ihnen erfolgt der Ausgleich in der an Fig. 11 erläuterten Weise, und zwar ergibt sich Entnahme an der Brücke, Ablagerung vor dem Tunnel. Für beide sind zunächst die durch ausgezogene Linien abgegrenzten Preise unter der Annahme festgestellt, dass für die Entnahme eine Füllgrube an der Brücke liegt, während die Ablagerung — auch von 26000 cbm Tunnelausbruch — vor dem Tunnelvoreinschnitte erfolgt. Beide Preise wachsen daher allmähig an. Unter diesen Annahmen ergibt sich die — — — Ausgleichslinie AA , welche die im Längenprofile 9a durch Strichelung abgesonderten Abschnitte liefert. Bei den Preisermittlungen kommt dabei Steigungszuschlag abgesehen von den Entnahme- und Ablagerungspreisen nur für die Bergförderung Stat. 8 + 17 bis St. 10 + 96 in Frage, welcher im obern Theile der Fig. 10 in Abtheilung II entsprechend Handkippkarren abgegriffen wird. Uebrigens sind für die wagerechte Bewegung die im unteren Theile der Fig. 10 eingetragenen Preise entsprechend den über 9a angedeuteten römischen Nummern der Förderarten benutzt, obwohl sie für die verschiedenen Förderarten verschiedenen m Werthen entsprechen. Im Einzelfalle wird man die Stundenleistung m aus dem Gesamtinhalte jedes Dammes bezw. Einschnittes und der nach dem allgemeinen Bauplane im Einzelnen zur Verfügung stehenden Arbeitszeit für jede Arbeitsstelle ermitteln, und dann nach dem Muster der Fig. 10 Förderpreisdarstellungen für jede Förderart und für alle in Frage kommenden m Werthe

vorbereiten müssen. Nur so ist der Einfluss der vorgeschriebenen Bauzeit auf die Kosten, die Wahl der Förderart und die Verfügung über die Massen zu berücksichtigen.

Hätten in 9c aber die Preise für Ablagerung und Entnahme die durch — . . . — angedeuteten Werthe gehabt, so hätte sich unter Benutzung der Förderart V ein theilweiser Ausgleich zwischen Tunnelvorausschnitt und Damm vor der Brücke nach der — . . . — Ausgleichlinie $B_1 B_1$ ergeben, und es müsste dann die Ausgleichslinie zweiter Ordnung $B_2 B_2$ besonders festgelegt werden.

V. Kostenermittlung.

Wenn die Massenvertheilung nach obigem festgestellt ist, so ergeben sich die gesammten Förderkosten, indem man in jedem Abschnitte für Längs- und Querförderung beziehungsweise in jeder Entnahme und Ablagerung den Schwerpunkt des Auftrages wie des Abtrages festlegt. Bei Längsförderung giebt die wagerechte Entfernung beider Schwerpunkte die Förderweite, der Höhenunterschied der Schnitte der Schwerpunktsordinaten mit dem Planum die Höhe, und das Planum selbst das Steigungsverhältniss für den Steigungszuschlag für alle cbm des Abschnittes. Bei Querförderung sind statt des wagerechten Schwerpunktsabstandes unter Umständen die rechnermässigen Längen l_0 für Thalförderung beziehungsweise l_1 für Bergförderung (s. Bestimmung der Steigungen I, IV, a, β Seite 21 zu berücksichtigen nebst den Steigungszuschlägen für die Höhe h_0 und die Steigungen s_0 , bezw. s_1).

No. des Abschnittes	Station		Masse des Abschnitts cbm	Schwerpunkts Abstand-Stationen	Förderart	Förderpreis für 1 cbm Pf.	Steigung s	Erstiege Höhe m	Steigungs- zuschlag für 1 cbm. Pf.	Gesamt- preis für 1 cbm. Pf.	Förderkosten d. l. 1/100 M.	Bemerkungen
	von	bis										
a	b	c	d	e	f	g	h	i	k	l	m	n
1	0	1+62	58000	—	I	19	—	—	—	19	11020	Seitenentnahme
2	1+62	5+23	28000	2,11	II	33	—	—	—	33	9240	—
3	5+23	5+90	2500	0,35	I	13	—	—	—	13	325	—
4	5+90	8+17	11650	1,37	II	28	—	—	—	28	3262	—
5	8+17	10+96	23120	1,58	II	30	0,007	1,10	4	34	7861	—
6	10+96	15+71	50000	3 12	IV	25	—	—	—	25	12500	—
7	15+71	Tunnel	64150	—	II	23	—	—	—	23	14750	Ablagerung
			237420								58958	

Die Festlegung der Schwerpunkte der Massen in den Abschnitten ist nach Fig. 9c auszuführen. Die Anwendung des Gesetzes, dass das Moment des Gesamtgewichtes eines Körpers bezüglich jeder Achse dasselbe Moment haben muss, wie die Summe der Gewichte aller Einzeltheile ergibt die Regel, dass man nur die Fläche, welche im Vertheilungsprofile auf einer Seite des Uebergangspunktes — der grössten Ordinate — eines Abschnittes liegt, in ein Rechteck zu verwandeln braucht, dessen Höhe gleich der Massenhöhe des Abschnittes ist. Die Grundlinie desselben giebt den Abstand des Schwerpunktes vom Uebergangspunkte. Die Verwandlung in ein Rechteck erfolgt, indem man zunächst durch Parallelverschiebung einer Ecke des Vertheilungsprofiles nach der andern, wie früher in Fig. 4, die Verwandlung in ein rechtwinkliges Dreieck vornimmt, dessen eine Seite von der Massenhöhe im Uebergangspunkte gebildet wird, und dessen andere zu halbirende Seite in die Ausgleichslinie fällt. Diese Rechtecke sind in 9c entsprechend der Ausgleichung AA sämmtlich — . . . — eingetragen, und die so erzielten Förderweiten in den einzelnen Abschnitten sind über 9a unter Bezeichnung der angenommenen Förderart durch deren römische Nummer in Fig. 10 dargestellt. Die in jedem Abschnitte zu fördernde Masse ist durch die grösste Ordinate des Vertheilungsprofiles innerhalb des Abschnittes bestimmt. Als Einheitspreis für Seitenentnahme und Ablagerung ist, wenn er überhaupt schwankt, ein Preis zu wählen, welcher sich aus der Grundlinie eines Rechtecks ergibt, dessen Höhe = der Masse der

Ablagerung beziehungsweise Entnahme und dessen Fläche = der Fläche zwischen Vertheilungsprofil und Ablagerungs- beziehungsweise Entnahme-Linie ist. Die Ergebnisse werden in die Tabelle Seite 26 eingetragen, welche für das Beispiel der Fig. 9 ausgeführt ist.

VI. Besondere Fälle der Massenvertheilung.

Das vorgehend geschilderte Verfahren der Massenvertheilung bezieht sich vorwiegend auf die bei Strassen-, Eisenbahn- und schwierigen Kanal-Bauten vorkommenden Erdarbeiten. Die sonst vorkommenden Arbeiten sind meist einfacher zu behandeln. Es kommen hier namentlich noch grössere Einebnungen und Erdarbeiten für einfache Kanal- und Deichbauten in Betracht.

a) Einebnungen grösserer Flächen.

Hier ermittelt man die Massen indem man über die Fläche zwei sich winkelrecht durchkreuzende Linienscharen gleicher Abstände legt, welche die Grundfläche in lauter Quadrate der Grösse f theilen und die ab- oder aufzutragenden Höhen in allen Eckpunkten der Quadrate misst.

Sind die Höhen, welche nur einem Quadrate in vorspringenden Ecken des Flächenrandes angehören : h_1 , die zwei Quadraten (am Rande der Fläche) angehörenden : h_2 , die drei Quadraten (in einspringenden Ecken des Flächenrandes) angehörenden : h_3 und die zwischen vier Quadraten (im Innern der Fläche) liegenden : h_4 , so ist der Inhalt des ganzen Körpers

$$J = \frac{1}{4} [\sum h_1 + 2 \sum h_2 + 3 \sum h_3 + 4 \sum h_4]$$

und zwar um so genauer, je kleiner f gewählt wird. Die Annahme von f hängt von der Gestalt der Bodenoberfläche ab, da im Bereiche eines Quadrates keine Kuppen und Senkungen liegen dürfen. In sehr zerrissener Gegend muss daher f unter Umständen sehr klein, bei ganz ebener Oberfläche kann f gross gewählt werden.

Die Massenvertheilung, welche in der Regel nur in der Deckung eines grossen Auftrages aus einem Abtrage besteht, ist hier gewöhnlich leicht zu übersehen. Allgemeine Regeln lassen sich für dieselbe wegen starken Wechsels der Verhältnisse nicht aufstellen.

b) Erdarbeiten für Kanal- und Deicharbeiten.

Bei diesen ist die Massenberechnung ganz nach den obigen Regeln vorzunehmen, die Vertheilung betrifft jedoch vorwiegend Querausgleich und Seitenentnahme und Ablagerung, da man für Deiche die Massen meist im Vorlande entlang dem Deiche entnimmt, bei Kanälen Dämme wegen der Schwierigkeit der dichten Herstellung thunlichst vermeidet. Die Massen, welche aus dem Einschnitte nicht zur Anlage von Leinpfaden und Seitendämmen erforderlich sind, werden daher meist in Ablagerungen untergebracht.

VII. Flächenermittlung für die Böschungsarbeiten

für die Böschungsarbeiten sind die Flächen nach Mafsgabe nachstehender Tabelle zu ermitteln

Profil bei Station	Länge der Loschungslinien		Abstand der Profile	Gemittelte Länge der Böschungslinien		Flächeninhalt der Böschungen	
	Auftrag	Abtrag		Auftrag aus b	Auftrag aus c	Auftrag d. e.	Abtrag d. f.
a	b	c	d	e	f	g	h
—	—		—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—

Von der Besprechung der Preise für Böschungsarbeiten,¹⁾ deren Ausführung später erläutert wird, möge hier abgesehen werden, weil sie nach Oertlichkeit und äusseren Umständen zu sehr schwanken, um eine allgemeine Erörterung zuzulassen.

¹⁾ Ueber Preise der Böschungsarbeiten sowie der sonstigen Neben- und Hilfsarbeiten siehe Handbuch der Ingenieurwissenschaften I, 1. Seite 408.

II. Ausführung der Erdarbeiten.

I. Lösung des Bodens.

a) Arten der Bodenlösung.

Die Lösung erfolgt je nach Beschaffenheit des Bodens mit sehr verschiedenartigen Geräthen.

α. Bodenarten ohne Zusammenhalt,

wie reiner Sand und Kies, feines Gerölle werden mit der Schaufel (Schüppe) mit vorn nach flachem Kreisbogen begrenztem Bleche einfach verladen; eine eigentliche Lösung findet nicht statt.

β. Weiche Bodenarten mit mässigem Zusammenhalte

(Stichboden) löst man mit dem Spaten, welcher behufs leichten Eindringens unter dem Drucke eines auf das oben geradlinig begrenzte Blech gesetzten Fusses unten spitzbogenförmig zuläuft, also weniger Boden fasst als die Schaufel. Hierher gehören: Gartenerde, festes Moor, Torf, reiner feuchter Lehm, sandiger Thon, Klauboden.

γ. Weiche Bodenarten von grossem Zusammenhalte

(zäh) erfordern Lösung mittels Plathacke, Lettenhaue, Blatthau, einer zweihändig geschwungenen Hacke, deren Eisen in eine breite Schneide, winkrecht zum Stiele gestellt, ausläuft; diese Art ist namentlich bei reinem Letten und Thon zu verwenden.

δ. Harte Bodenarten geringen Zusammenhaltes,

verwitterten Fels, Kies und Gerölle mit Bindemittel löst man mit der in eine vierkantige Spitze auslaufenden Spitzhacke, Keilhaue. Plathacke und Spitzhacke sind häufig zur Kreuzhacke, Doppelkeilhaue, vereinigt, indem man ein Ende des doppelten Hackeneisens spitz, das andere breit ausschmiedet. Das Eisen muss am eichenen Stiele durch eiserne Zulagen gut befestigt sein, da bei vielen Bodenarten: z. B. lagerhaftem zerklüfteten Gesteine, die Hacke zum Aufbrechen als Hebel benutzt wird.

ε. Harte Bodenarten mit grossem Zusammenhalt

(Fels) können, wenn sie sehr lagerhaft sind mit dem Brecheisen in einzelnen Platten abgehoben werden. Ist das Brecheisen in die Füllung der Lager nicht ohne weiteres einzubringen, so kann man die weicheren Schichten oder Lager zunächst mit dem Schrämmspiesse aufräumen, einer 0,6^m langen, nach den Umständen zugespitzten oder zugeschärften Eisenstange, welche nöthigenfalls mit eisernem Schlägel, den Schrämmhammer, nachgetrieben wird, um dann die freien festen Bänke mit dem Brecheisen abubrechen.

Besonders häufig war früher in festem Gesteine die Schlägel- (Fäustel-) und Eisen-Arbeit. Der Schlägel ist ein einhändiger kurzer Hammer mit zwei verstärkten Bahnen und etwas gekrümmtem Eisen, das Eisen, ein grober, keilartiger, unten scharfer, häufiger spitzer Meissel, für sehr hartes Gestein zum Einstecken eines Holzstieles, seitlich gelocht (Loch- oder Helmeisen), welcher mit der linken Hand schräg von rechts geführt, mit dem Schlägel geschlagen wird. Die Werkzeuge dienen zum Aufarbeiten von Furchen (Brunnen) behufs Lösung der Verspannung im Gesteine, von oben nach unten (Arbeit über dem Eisen), von unten nach oben (Arbeit unter dem Eisen) oder auch vor Ort in eine Wand. Die zwischen den Furchen verbleibenden Bossen werden weggebrochen oder weggespitzt. Statt der durchlaufenden Furchen genügen häufig schon einzelne Löcher zur Lösung der Spannung.

Die Hereintreibe-Arbeit mittels Stahlkeilen und Treibfäustel erfolgt durch Ansetzen von Keilen in langen Reihen, welche allmähig mittels des Fäustels nachgetrieben grössere Stücke von lagerhaften Bänken abspalten, die dann mittels Keil oder Brech-(Wuchte-) Eisens, spitz, scharf oder mit Gaisfuss, aufgebrochen werden, oder welche vorher durch Schrämmarbeit unter-

hóht sind. Im Winter kann zum Losbrechen auch frierendes Wasser benutzt werden.

Alle diese Arten der Lösung festen Gesteins findet man heute fast nur noch in Steinbrüchen oder bei Lösung ganz kleiner Mengen. Für grössere Einschnitte in Fels sind sie fast vollständig durch das Sprengen, Schiessen mittels Pulver oder anderer Sprengstoffe verdrängt.

Ausgedehnte derartige Arbeiten mit Maschinenbetrieb bilden einen wichtigen Abschnitt: Bohr- und Sprengtechnik des Tunnelbaues. Ihre eingehende Besprechung würde hier zu weit führen, es möge daher bezüglich derselben auf die Sonderwerke¹⁾ verwiesen und hier nur der Theil kurz besprochen werden, welcher für die eigentliche Erdarbeit, d. h. die Herstellung von Felseinschnitten Bedeutung hat: das Bohren und Sprengen mit Handbetrieb.

Der stählerne oder verstellte Bohrer ist als Kronenbohrer oder Kreuzmeissel ausgebildet, dessen Schneide einen Schneidenwinkel von 30° bis 70° je nach der Härte des Gesteines erhält. Die Schneidenbreite beträgt das $\frac{7}{8}$ bis $\frac{4}{3}$ fache des Durchmessers, in weichem Gesteine erhält die Schneide gewölbte, in hartem gerade Gestalt. Die obere Bahn wird zweckmässig durch einen umgelegten schweisseisernen Ring vor dem Aufspalten unter den Schlägen des Fäustels geschützt.

Der Bohrfäustel, ein Hammer mit zwei stumpfen Bahnen wird von einem Manne bis $4,5 \text{ kg}$ Gewicht, von zweien bis $7,5 \text{ kg}$ und von dreien bis 10 kg geführt. Nach jedem Schlage wird der Bohrer angehoben und etwas gedreht, dem Bohrloche wird Wasser zugeführt. Nach einer Reihe von Schlägen (Schauer) wird der Bohrschlamm mittels des Krätzers, Raumlöffels, nach Ausheben des Bohrers beseitigt; es ist dies eine dünne Eisenstange, an deren eines Ende ein ganz flacher, kreisrunder Löffel von etwas geringerem Durchmesser als der des Bohrloches angeschmiedet ist, während das andere Ende behufs Befestigung eines Wischlappens zum Austrocknen und Reinigen des fertigen Loches umgebogen ist.

In das fertige Loch wird die Patrone mit der Sprengladung in Blechkapsel oder wasserdicht getränkter und gestrichener Pappe, bei Dynamit mit Zündpille eingesetzt, nachdem die Zündschnur (Bickford, Rziha) oder der Draht für elektrische Zündung daran befestigt ist, und nun wird die Patrone mit dem Besatze bedeckt — Sand, Lehm, weicher Thon — der mittels des Ladestocks — rundes Holz mit Längsrille für die Zündschnur oder den Draht — unten erst lose, nach oben immer fester eingestampft wird. Allzu unelastischer Besatz wird leicht ausgeworfen.

Die Löcher sollen thunlichst in unzerklüftetem Gesteine sitzen, weshalb die Stelle für das Bohrloch durch Anschlagen sorgfältig gewählt werden muss, insbesondere soll der Sprengsack, der Theil des Loches, der die Patrone aufnimmt in vollem Gesteine sitzen. Das völlig gerade, runde Loch wird in schräger Richtung in das Gestein gearbeitet, so dass der winkelrechte Abstand des Lochbodens von der Außenfläche — die Vorgabe, das Vorgeben — etwa $\frac{3}{4}$ der Bohrlochtiefe beträgt, die der Gesteinsart entsprechende günstigste Neigung wird durch Versuche bestimmt. Die Winkelrechte auf die Lochrichtung im Lochboden errichtet, nach der in der Regel annähernd das Auswerfen erfolgt, soll bis zum Ausschneiden aus der Außenfläche nicht länger sein, als das Bohrloch selbst. Die zulässige Tiefe des Bohrloches vergrössert sich, wenn man gegenüber dem Ende des Bohrloches einen nicht zu kurzen Schrägspalt während des Bohrens einarbeitet, dessen Grund von der Winkelrechten zur Bohrlochrichtung im Grunde des Loches getroffen wird, da dieser Spalt das Auswerfen erleichtert.

Kurzklüftiges, zähes Gestein verlangt 25 bis 30 cm tiefe, $2,5 \text{ cm}$ bis $3,5 \text{ cm}$ weite Löcher, in grobklüftigem, wenig zähem Gesteine mache man sie 30 cm bis 40 cm tief und 2 bis 3 cm weit, in festem Gesteine 40 bis 60 cm tief und $1,60 \text{ cm}$ bis 2 cm weit. Pulverladung füllt etwa $\frac{1}{3}$ bis höchstens $0,45$ der Tiefe des Bohrloches, Dynamit erheblich weniger.

Das Abfeuern einer grösseren Zahl in einer Reihe gesetzter Sprenglöcher

¹⁾ Der Tunnelbau. Lehrbuch von Dolezalk. Hannover, Hellwing'sche Hofbuchhandlung.

soll thunlichst gleichzeitig erfolgen, da dadurch die Wirkung erheblich verstärkt wird; bei grösseren Arbeiten ist aus diesem Grunde die elektrische Zündung der mittels Zündschnur vorzuziehen; erstere bringt zugleich mindere Gefahren für die Arbeiter mit sich.

Die losgesprengten Massen müssen in der Regel noch durch weitere Bearbeitung, in festem Gesteine durch kleine Schüsse, in weniger festem mittels Schlägel und Eisen oder durch Hereintreibarbeit zerkleinert werden, da die Sprengstücke namentlich in festem Gestein zu schwer für das Laden und Fördern ausfallen.

ξ. Bei den Bodenarten γ und δ

kann noch das Abkeilen mit besonderem Vortheile verwendet werden. Man arbeite an die Abtragsmassen eine thunlichst steile Wand von solcher Höhe, dass bei den Eigenschäften des zu lösenden Bodens ein vorverhergesehenes Abstürzen grösserer Massen ausgeschlossen bleibt, und schlitze diese Wand je nach der Zähigkeit des Bodens in Abständen von etwa 2^m bis 5^m durch lothrechte Rillen von 1^m bis 1,5^m Tiefe auf. Sodann setze man auf dem oberen Rande der Wand eine Reihe von mit Eisen beschlagenen Holzkeilen aus zugehörten Stammabschnitten von etwa 25^{cm} Durchmesser in die Wurzellinie jedes der frei gearbeiteten Bossen ein, und treibe diese thunlichst gleichmässig mittels zweihändigen Holzschlägels mit langem Stiele ein. Der Keilreihe folgend bildet sich dann ein Riss, welcher schliesslich den Bossen abstürzt, worauf die Arbeit von neuem beginnt.

Alle Lösungsarbeiten bedingen grosse Vorsicht, da sie die Arbeiter sehr gefährden. Die Höhe steiler oder lothrechter Wände darf nie bis zur Einsturzhöhe gesteigert werden, da selbstthätiges Abstürzen unter allen Umständen vermieden werden muss; dabei ist zu berücksichtigen, dass unvorhergesehener Zutritt von Wasser (Regenschauer) die Einsturzhöhe unter Umständen sehr wesentlich beeinflusst. Da bei grosser Höhe auch der Sturz ganz geringer Massen schon gefährlich wird, darf die Höhe auch im festen Boden, abgesehen von ganz festem Fels, nicht beliebig gesteigert werden, meist wird etwa das Mafs von 4^m als obere Grenze der Anschnittshöhe festgehalten, welches jedoch für viele Bodenarten erheblich vermindert werden muss.

Das Verfahren der Lösung durch Unterschneiden steiler Wände ist trotz seiner grossen Ergiebigkeit auszuschliessen, weil man den Augenblick des Absturzes nicht vorhersehen kann, und Unglücksfälle bei dieser auch bei den Arbeitern ser beliebten Lösungsart unvermeidlich sind.

η. Grabmaschinen.

Bei den grossartigen Erdarbeiten der neuesten Zeit, den grossen Kanal- und Dockbauten genügte die Lösung mit der Hand selbst bei Verwendung grosser Arbeiterzahlen nicht mehr, und da die Arbeiter in mehreren Fällen der örtlichen und klimatischen Verhältnisse wegen nicht immer zu erhalten waren, so wurde auch aus diesem Grunde die Verwendung von Grabmaschinen zur Nothwendigkeit.

Für Bauausführungen kommen hauptsächlich drei Formen der Grabmaschinen zur Verwendung.

1. Greifer (Priestmann & Wild),¹⁾

Diese Maschinen besitzen Gefässe mit beweglichen Theilen, welche mittels eines Krahnens lothrecht niedergelassen, den Boden klauenartig anheben, und über die Fördergefässe gehoben, sich öffnend wieder fallen lassen. Diese Maschinen ergeben wegen der langen Dauer einer Füllung keine grossen Massen beanspruchen aber wegen der ausschliesslich lothrechten Bewegung wenig Raum und können bis in grosse Tiefe wirken. Sie sind daher besonders geeignet für beschränkte tiefe Arbeitsstellen, wie enge tiefe Baugruben, Kiesgruben grosser Tiefe u. s. w. namentlich wenn unter Wasser gearbeitet werden muss; für Erd-

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1884 S. 7. 1885 S. 190 und 212. — Wochenblatt für Architekten und Ingenieure 1884, S. 244, Engineer 1885 II. S. 348.

arbeiten sind sie nicht leistungsfähig genug, und sollen daher hier nicht im Einzelnen besprochen werden.

2. Schaufelgräber (Steam Navy)

haben ein Schaufelgefäß mit starker Schneide und beweglicher Bodenklappe zum Entleeren, welches am vorderen Ende eines starken Schaufelstieles befestigt, gegen die anzugreifende Wand gedrückt und mittels eines Krahnese gehoben wird, so dass es die Erdwand etwa im Kreisbogen anschneidet. Nachdem es dann durch Drehung des Krahnese über das Fördergefäß bewegt ist, wird die Bodenklappe gelöst, und der gelöste Boden ausgestürzt. Beim Niederlassen des Schaufelgefäßes zur Anfangsstellung schliesst sich die Bodenklappe wieder.

Die wesentlichen Eigenschaften dieser Maschine sind die Folgenden.

Angriff von unten; da der Angriff in Wänden bis zu etwa 5^m Höhe stets von unten erfolgt, so arbeitet sich diese Maschine ihren Weg selbst stets frei, kann daher auch bei unebener Bodengestaltung mit Erfolg angreifen. Da jedoch vortheilhafte Arbeit erst bei einer gewissen Wandhöhe möglich wird, so wird man stets gut thun, den Angriff zunächst mit Handarbeit aufzuschlitzen. Angriff in die Tiefe, oder unter Wasser ist unmöglich. Da auch in losem Boden der Angriff nur am Böschungsfusse erfolgen kann, so wird in leicht nachstürzendem Boden mit flacher natürlicher Böschung nur der untere Theil des Schaufelweges nutzbar zu machen sein: im Uebrigen muss man sich auf das Nachstürzen der unten abgegrabenen Böschung verlassen, was weder für die Arbeiter noch für die Maschine günstig ist.

Derbe Bauart; das eine Schaufelgefäß nebst Stiel kann sehr kräftig und geräumig gearbeitet werden, ohne dass das Ganze zu schwer wird. Daher sind diese Maschinen auch solchem Boden gewachsen, der grosse Kraft für den Angriff erfordert oder besondere vereinzelte Hindernisse enthält. In England sind diese Maschinen namentlich im festen Thon mit Gerölle (Boulder clay) mit Vorteil verwendet. Einstürze der Angriffswand werden dieser Maschine nicht leicht gefährlich, weil nur die kräftigen Theile, — die Schaufel und das Krahnestergestell — nicht auch die zarteren, — Kessel, Winde, Ausleger, Kraftleitung —, solchen unmittelbar ausgesetzt sind, die Maschine sich der Hauptsache nach auch immer selbst wieder frei arbeiten kann. Stark klebender Boden bleibt leicht in grösserer Menge in der Schaufel hängen, wirksame Verrichtungen zum Ausschneiden der Schaufel bei der Entleerung sind nicht wohl anzubringen.

Geringes Raumbedürfniss; da die Maschine sich selbst den Weg einschneidet, und die kurz eingezogene Schaufel bei richtiger Führung während des Anhebens auch ganz steile Wände anschneiden kann, so ist die Maschine auch in engen steilen Einschnitten zu brauchen, die sie selbst angreift und in voller Sohlenbreite aushebt.

Unterbrochener Arbeitsgang; die Maschine kann ihrer Bauart wegen immer nur in längeren Zwischenräumen, dann freilich vergleichsweise grosse Massen lösen. Wenn diese Zwischenräume auch theilweise für das Anheben leerer, und Abschieben voller Fördergefässe nutzbar zu machen sind, so haben sie doch eine vergleichsweise geringe Gesamtleistung zur Folge. Die Entleerung der Schaufel bedingt besonderen Zeitanfand. Die in schwerem Boden schwer gut zu führende Schaufel verlangt die unausgesetzte angestrengte Thätigkeit eines ungewöhnlich geschickten Führers, der längere Zeit zur Einarbeitung bedarf, und durch geringes Nachlassen der Aufmerksamkeit sehr bedeutende Verzögerungen und Unterbrechungen der Arbeit veranlasst. Nacharbeit ist selbst unter günstigen Verhältnissen nur bei bester Beleuchtung möglich.

Krummer Wandausschnitt; wenn man auch den Weg der Schaufel durch Anholen oder Nachlassen des Stieles während der Hebung bis zu gewissem Grade regeln kann, so ist er doch nie gradlinig zu gestalten, sondern stets unten flach, oben steil. Daraus folgt, dass die endgültigen Böschungsebenen stets durch Nacharbeiten hergestellt werden müssen, die in langen schmalen Einschnitten sehr erheblich werden, bei Aushebung grosser Gruben (Dock, breiter Kanal) wenig ins Gewicht fallen.

Besondere Anordnungen¹⁾ dieser Maschine sind die von Osgood, Dunbar & Ruston, Ruston & Procter, Barnhart, J. Souther, Smith — Leeds, Witacker, Wilson & Co.

Beispiele; einige Ausführungen, welche zugleich die Entwicklungsgeschichte dieser Grabmaschinen veranschaulichen mögen hier kurz beschrieben werden.

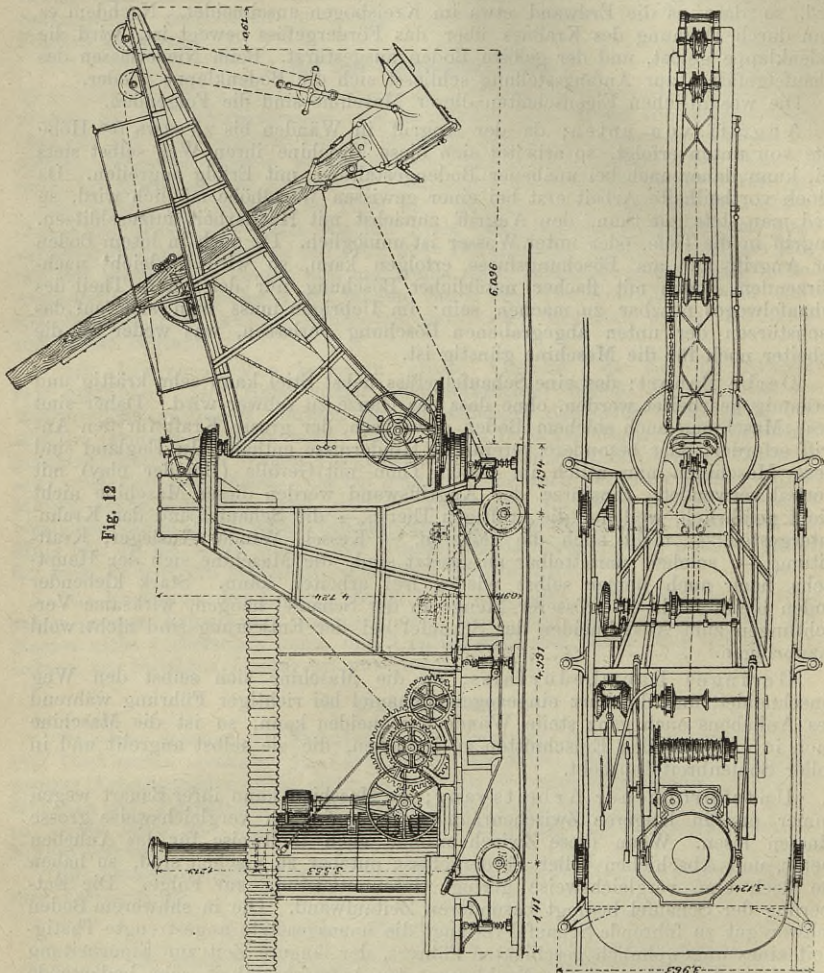


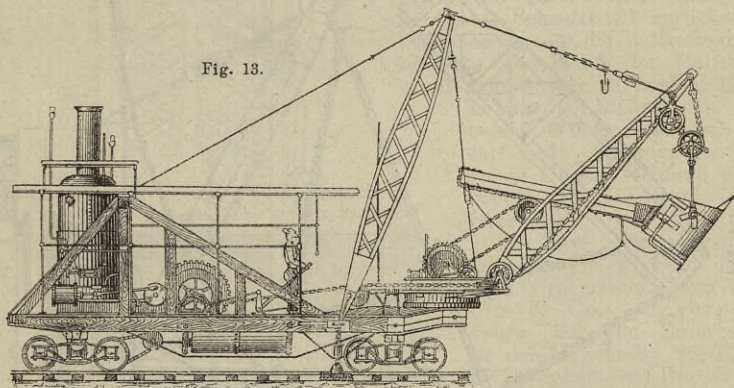
Fig 12 zeigt eine der älteren Anordnungen von Ruston & Procter, welche schwerfällig genannt werden muss. Der Krahnwagen zeigt ein festes Gerüst für den Hals- und Spurzapfen des schweren Auslegers. In diesem kann der Schaufelstiel mittels Kettenrad, Zahntrieb und Zahnstange aus- und eingeschoben

¹⁾ Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, 1885 August S. 349; Minutes of Proceedings of the Institution of Civil-Engineers, Vol LII 1877—78. Part. II Sect. II No. 1566; Railroad Gazette 1885 Nov. S. 724 u. 741; Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 1871 S. 181; Railroad Gazette 1886 Nov. S. 808; Engineering 1887 1 Febr. S. 123; Engineering 1889 April S. 343 u. 348; Engineering 1889 April S. 411; Engineering 1891 Januar S. 70.

werden, die Hebung erfolgt mittels der Windenkette um das Zahntrieb, von welchem der Stiel von zwei um die Triebachse drehbar gelagerten Führungsrollen gehalten, nicht abklaffen kann. Eine besondere Kette und Winde dient zum Einholen der Schaufel, wenn sie sich festklemmen sollte, sowie zur Stetigung des Ganges beim Anheben. Ein zum Auslösen des Bodens bestimmtes schlaffes Seil ist an der Krahnensäule befestigt. Schliesslich besorgt eine im vorderen Theile angebrachte, dritte Winde je nach der Stellung ihrer Kuppelung entweder die Fortbewegung durch Drehung der Vorderachse oder die Drehung der Krahnensäule.

Eine der älteren Anordnungen der Osgood-Dredge-Gesellschaft in Nordamerika zeigt Fig. 13. Sie unterscheidet sich zunächst durch leichtere Anordnung im Ganzen. Das schwere feste Krahnengerüst ist durch einen festgestellten beweglichen Ausleger mit dem Kopfe genau über dem Mittelpunkte des Drehschemels für den Schaufelausleger ersetzt. Nimmt man letzteren ganz weg, und versieht den Hauptausleger mit Flaschenzug, wozu er eingerichtet ist, so wird die Maschine zu einem fahrbaren Krahne den man z. B. zum Aufräumen nach einem Unfälle oder zum Umladen benutzen kann. Die Bewegung des Schaufelstieles im Ausleger erfolgt hier mittels Kette und Kettentrommel, welche mitten auf dem Drehschemel steht, und auch auf die Drehung des Schemels

Fig. 13.



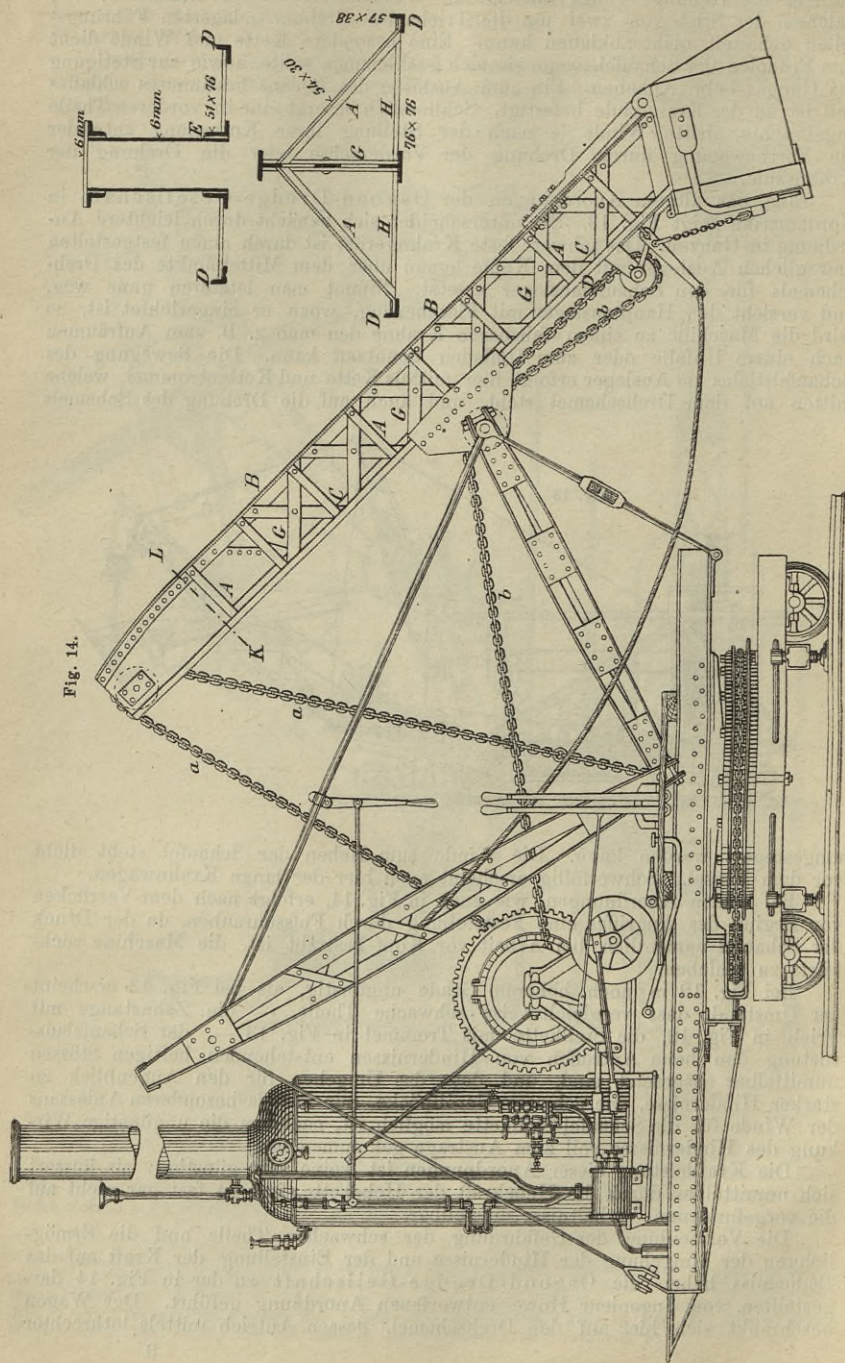
umgesteuert werden kann. Die Winde zum Heben der Schaufel steht dicht vor dem Kessel. Schwerfällig erscheint auch hier der lange Krahnwagen.

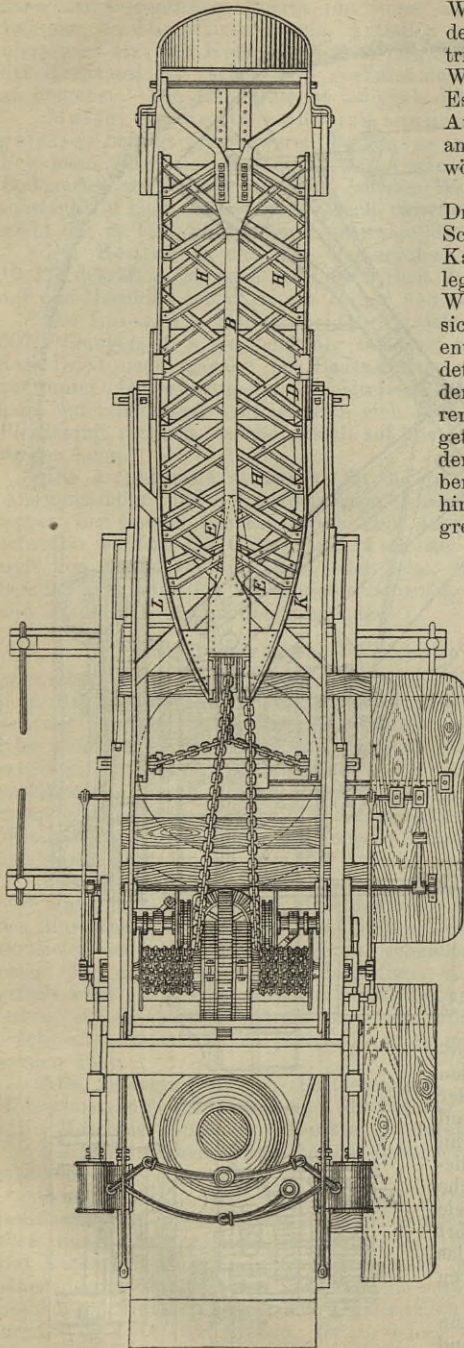
Bei beiden Anordnungen, wie auch in Fig. 14, erfolgt nach dem Verrücken vor Beginn des Angriffes eine Feststellung durch Fusschrauben, da der Druck der Schaufel namentlich bei Arbeit vor Kopf bestrebt ist, die Maschine rückwärts zu schieben.

Bei Fig. 12 in noch höherem Grade ungünstig, als bei Fig. 13 erscheint der Umstand, dass vergleichsweise schwache Theile, — die Zahnstange mit Trieb in Fig. 12, die Stellkette mit Trommel in Fig. 13 —, der Schaufelausrüstung den beim Antreffen von Hindernissen entstehenden heftigen Stößen unmittelbar ausgesetzt sind, und dass das Umgehen für den Augenblick zu starker Hindernisse, wie schwerer Geröllböcke, nur mittels besonderen Anlassens der Winde für die Schaufel-Stellkette möglich ist, nachdem die ungünstige Wirkung des Hindernisses voll zum Austrage gekommen ist.

Die Krafterleistung dieser Anordnungen ist keine sehr günstige; sie äussert sich unmittelbar durch die Hebekraft der Hebekette, und ist fast gar nicht auf die vorgefundenen Verhältnisse einstellbar.

Die Vermeidung der Gefährdung der schwachen Theile und die Ermöglichung der Umgehung der Hindernisse und der Einstellung der Kraft auf das Bedürfniss haben die Osgood-Dredge-Gesellschaft zu der in Fig. 14 dargestellten, vom Ingenieur Howe entworfenen Anordnung geführt. Der Wagen beschränkt sich hier auf den Drehschemel, dessen Antrieb mittels lothrechter



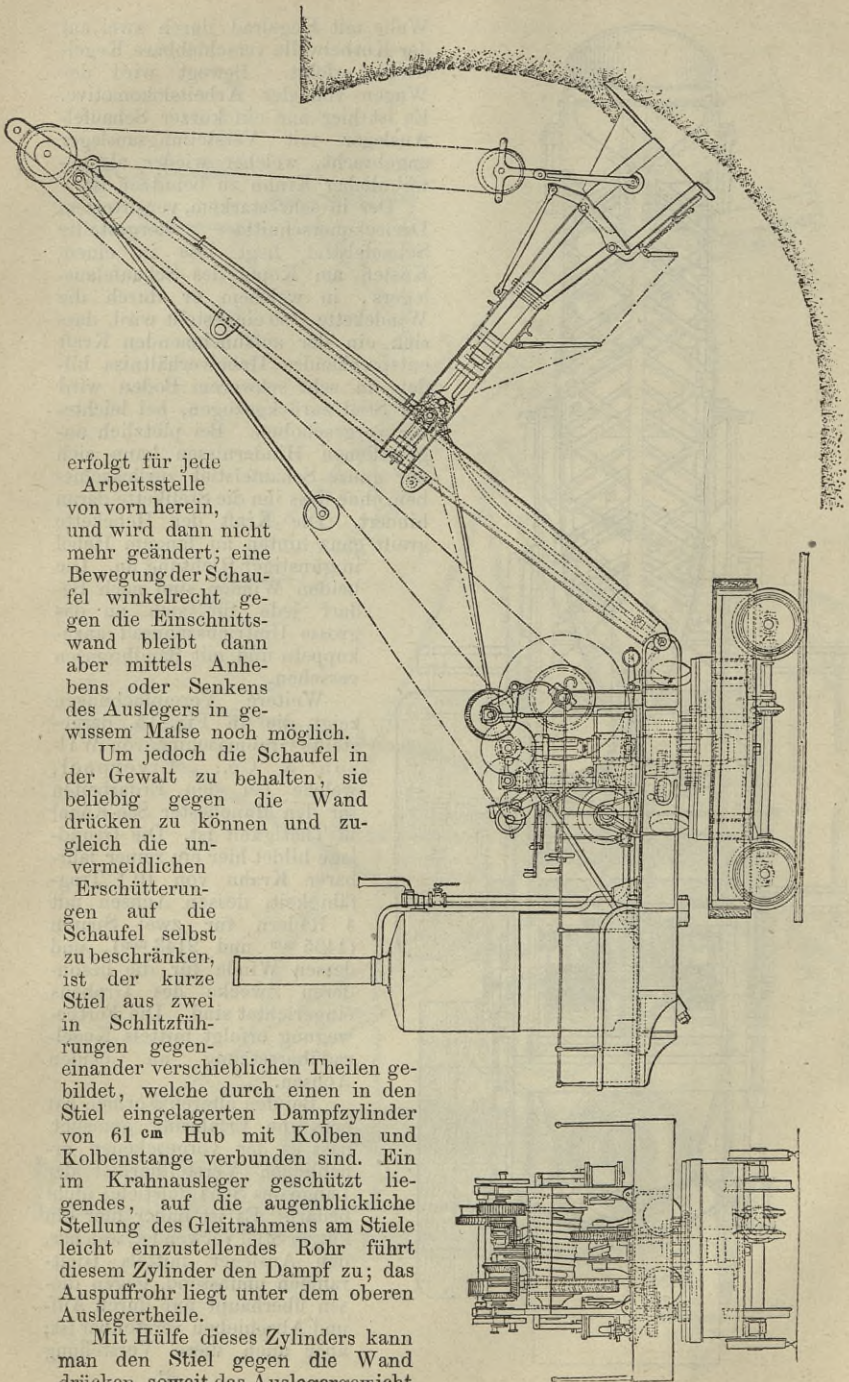


Welle mit Kegelrad durch zwei auf der Kurbelwelle verschiebbare Kegeltriebe erfolgt. Bewegt wird der Wagen von der Arbeitslokomotive. Es ist hier nur ein kurzer Schaufel-Ausleger mit Versteifungsausleger angebracht, welcher wieder als gewöhnlicher Krahn zu benutzen ist.

Der in sehr starkem, vergittertem Dreieckquerschnitte hergestellte Schaufelstiel liegt lose in einem Kasten am Kopfe des Schaufel-Auslegers, in welchem er durch die Windekette *C* so eingestellt wird, dass sich ein der aufzunehmenden Kraft entsprechendes Hebelverhältniss bildet; in sehr schwerem Boden wird der Stiel zurückgezogen, bei leichteren vorgeschoben. Bei plötzlich angetroffenen Hindernissen kann sich der ganze Schaufelstiel zurückschieben, ohne dass ihn die Stellkette daran hindert. Die Kraft der Hebekette greift ganz hinten an langem Hebel in günstiger Richtung an. Die beiden Winden sind nach Bedarf jede für sich an das grosse Umtriebszahnrad anzukuppeln und mit Bandbremsen versehen.

Weitere Vereinfachungen zeigt die in Fig. 15. dargestellte Grabmaschine von Wilson & Co., Liverpool, welche bei den Erdarbeiten für den Manchester See-Kanal in Thätigkeit ist. Die Grundlage bildet hier ein reiner fahrbarer Krahn von 10 t Tragfähigkeit, dessen Achsen mit 4 Rädern für zwei Spuren (1435 mm und 2143 mm), und dessen Winde für die besonderen Zwecke des Grabens eingerichtet sind. Die Fortbewegung erfolgt mittels Kegelradübersetzung an beiden Achsen.

Bei den älteren Formen hat man die Erfahrung gemacht, dass es der vorgesehenen erheblichen Verstellbarkeit der Länge des Schaufelstieles nicht bedarf. Es ist daher hier ein kurzer Stiel verwendet, welcher, den Ausleger mittels Gleitrahmen umfassend, gegen diesen überhaupt nur durch Auf- und Abschieben verstellbar ist; aber auch diese Verstellung



erfolgt für jede Arbeitsstelle von vorn herein, und wird dann nicht mehr geändert; eine Bewegung der Schaufel winkelrecht gegen die Einschnittswand bleibt dann aber mittels Anhebens oder Senkens des Auslegers in gewissem Maße noch möglich.

Um jedoch die Schaufel in der Gewalt zu behalten, sie beliebig gegen die Wand drücken zu können und zugleich die unvermeidlichen

Erschütterungen auf die Schaufel selbst zu beschränken, ist der kurze Stiel aus zwei in Schlitzführungen gegen einander verschieblichen Theilen gebildet, welche durch einen in den Stiel eingelagerten Dampfzylinder von 61 cm Hub mit Kolben und Kolbenstange verbunden sind. Ein im Krahnenausleger geschützt liegendes, auf die augenblickliche Stellung des Gleitrahmens am Stiele leicht einzustellendes Rohr führt diesem Zylinder den Dampf zu; das Auspuffrohr liegt unter dem oberen Auslegertheile.

Mit Hilfe dieses Zylinders kann man den Stiel gegen die Wand drücken, soweit das Auslegergewicht

Fig. 15.

dazu den Gegendruck liefert; für Stöße und kleinere Hindernisse bildet der Zylinder ein Dampfkissen; beim Antreffen zunächst unüberwindlicher Hindernisse wird erst der Kolben etwas in den Zylinder gedrückt; dann weicht aber der Krahnleger zurück und gestattet der Schaufel, das Hinderniss vorläufig zu umgehen. Die Hebekraft ist lediglich die der Kette.

Mafse, Gewichte und Leistungen. Der Inhalt des Schaufelgefäßes beträgt für schweren Boden, — auch gesprengter und zerkleinerter Fels kann mit dieser Maschine geladen werden —, 0,5 bis 0,75^{cbm}, für mittlere Bodenarten etwa 1,0^{cbm} und für leichten Boden 1,2 bis 1,5 ^{cbm}. Das Gewicht schwankt je nach Bauart und Zweck zwischen 10 und 35^t; ersteres ist das Gewicht des in Fig. 14, letzteres dasjenige des in Fig. 15 dargestellten Gräbers.

Die Bedienung und die Versorgung mit Fördergefäßen erfordert bei 10 Pferdekraften je nach Art der Arbeit 9 bis 16 Mann und 1 bis 2 Pferde, auf der Maschine selbst ist ein Heizer und ein Führer nötig.

Die Leistung beträgt bei 10 Pferdekraften in 10 Arbeitsstunden etwa 600 Füllungen, d. h. je nach der Bodenart etwa 250^{cbm} bis höchstens 1350^{cbm}; doch wird nach Angabe der Bauanstalten eine Leistung von mehr als 900^{cbm} nur unter den günstigsten Verhältnissen und ausnahmsweise erreicht. Man kann unter mittleren Verhältnissen eine Leistung von 3,0^{cbm} auf die stündliche Pferdekraft rechnen, welche jedoch auf etwa 1,7^{cbm} sinken und auf etwa 17^{cbm} steigen kann.

Die Arbeitsmafse steigen für die grössten derartigen Maschinen auf 6^m Anschnittshöhe und 6^m beiderseitige Ausladung; für gewöhnlich wird schon wegen der Gefahr des Einsturzes eine Anschnittshöhe von 4,5^m nicht überschritten werden; der Gräber Fig. 14 schüttet noch 3^m hoch aus und gräbt 4,6^m weit von der Mittellinie nach jeder Seite. Diesen in England und Amerika beinahe ausschließlich verwendeten Schaufelgräbern stehen die in Deutschland und Frankreich ebenso überwiegenden

3. Kettengräber, Trockenbagger, Excavateure,

gegenüber, deren Dampfmaschine eine ohne Unterbrechung unlaufende gewöhnliche Baggerkette mit Eimergefäßen betreibt. Die Baggerleiter liegt entweder von der Maschine aus schräg nach unten, um unterhalb des Maschinengleises, oder schräg über der Maschine, um in Höhe des Gleises und über diesem zu arbeiten; im ersteren Falle arbeitet der untere Kettenzweig mit nach unten auskippenden, unten offenen Eimern, im letzteren der obere mit überkippenden, unten geschlossenen Eimern. Die Eimerleiter kann mittels Krahnselegers und Winde durch Drehung um den oberen Turm mit dem unteren Ende gehoben und gesenkt werden, so dass die Arbeit in verschiedenen Höhen möglich ist.

Die Fördergefäße stehen in langen Zügen, — etwa 30 Wagen von je 3^{cbm} Fassung —, neben der Maschine oder auch unter ihr in einer Durchfahrt des Maschinengerüsts, und der Gräber bewegt sich, je nach dem von der Bodenart bedingten Wirkungsgrade, schneller oder langsamer selbstthätig an bzw. über dem Zuge hin, so dass dieser von den abstürzenden Massen grade gefüllt wird. Um keinen Boden in die Lücken zwischen den Wagen fallen zu lassen, ist in der Schüttrinne eine vom Führer zu stellende Klappe so angebracht, dass das Abstürzen plötzlich von einem zum anderen Wagen übergeleitet werden kann.

Alle Bewegungen; die Fortbewegung, die Bewegungen der Kette, die Höheneinstellung der Leiter und die Stellung der Schüttklappe geschehen durch eine Maschine von einem Punkte aus durch den Führer.

Die wesentlichen Eigenschaften dieser Gruppe von Grabmaschinen sind die folgenden:

Angriffsart. Der Angriff erfolgt unter in und über der Höhe des Aufstellungsgleises, und zwar unterhalb je nach der Stellung der Leiter in mehr oder weniger flacher, nicht nachstürzender, ziemlich ebener Böschung, die nicht viel Nacharbeit bedarf, in und oberhalb der Gleichhöhe dagegen in einer annähernd kreisförmigen, oben steiler als im natürlichen Böschungswinkel stehenden Böschung. Hiernach können sich grundsätzlich auch die Grabmaschinen dieser Art ihren Weg selbst frei graben; da sie jedoch fast alle nur mit seitlicher, fester

Lagerung der Baggerleiter gebaut sind, und sich auch nur in dieser Form vollkommen bewährten, so ist praktisch nur Seitenarbeit von ihnen zu erwarten und da das Arbeiten gegen den Berg ein Auffahren der Bahn vor Kopf bedingt, so ist diese Art der Arbeit nur dann möglich, wenn das Aufschlitzen der Bahn nach vorn zuerst durch andere Mittel erfolgt. Wir werden jedoch unten auch eine Form dieser Grabmaschinen vorführen, welche das selbstthätige Einschneiden gegen den Berg ermöglicht.

Die Bauart ist weniger erbe als bei den Schaufelgräbern; namentlich die Eimerkette und der untere Turas, sowie die Aufhängung des unteren Leiterendes sind durch stürzende Massen leicht zu Schaden kommende Theile, so dass aus diesem Grunde, und weil die verschüttete Eimerkette sich selbst nicht wieder befreien und nur mit grosser Mühe wieder frei gemacht werden kann, die Arbeit gegen den Berg nur ganz ausnahmsweise in festem Boden unternommen wird. Die Arbeit nach unten bildet somit weitaus die Regel, wobei die Maschine den Einschnittsrand oben entlang fährt.

Zum Angriffe solcher Bodenarten, welche erhebliche Hindernisse enthalten, wie zerkleinerter Fels, Gerölle, Boden mit eingemengten Geröllstücken, sind die Eimer nicht schwer und stark genug; auch erleidet die Kette in solchem Boden zu viele Brüche. Zwangsteifen zwischen dem Kettenträger und dem unteren Kettenarme welche ein verstärktes Angreifen von Hindernissen bezweckten, haben sich bei Versuchen an den Grabmaschinen für den Panama-Kanal nicht bewährt. Dagegen ist die Bauart für gleichmässige, weichere selbst schwerste Bodenarten vorzüglich geeignet, und kann für klebende Bodenarten leicht mit einer feststehenden Ausschneide-Vorrichtung an der Auskipfstelle der Eimer versehen werden.

Unerwartet angetroffenen Hindernissen weicht die bewegliche Kette leicht aus; auch kann die Kettenleiter leicht auf Federn so elastisch gelagert werden, dass die Stösse nicht auf die Maschine übertragen werden.

Das Raumbedürfniss ist ein bedeutendes wegen der weit ausladenden Leiter, wegen der dadurch bedingten breiten Anordnung des Gerüsts zur Erzielung der erforderlichen Standfestigkeit, und wegen der festen, den augenblicklichen Verhältnissen schwer anzupassenden Schüttstelle der Eimer. Die nur auf Seitenarbeit eingerichteten Maschinen können sich nicht allein nicht selbst den Weg frei graben, sondern sind bei Arbeit nach unten auch nicht im Stande, die Bank wegzugraben, auf der ihr Gleis zuletzt gelegen hat, wenn man nicht in der Lage ist, dieses noch über die Breite des herzustellen Aushubes hinaus seitlich zu verschieben. Die Breite dieser übrig bleibenden Bank beträgt bei verschiedenen Maschinen etwa 6 m bis 10 m. Eine Vorrichtung, welche im Stande ist, auch diese neben fortgesetzter Arbeit nach unten zu beseitigen, werden wir unten kurz erwähnen.

Ununterbrochener Arbeitsgang ist der grösste Vortheil dieser Maschinenart. Die Möglichkeit steter Arbeit hängt nur davon ab, ob es gelingt, die Förderzüge regelmässig und hinreichend schnell zu stellen. Der regelmässige Zeitaufwand zur Aufstellung eines neuen Zuges beträgt 8 bis 10 Min. Hieraus folgt, dass die Leistung dieser Maschinen bei sehr unebener Bodengestaltung, in der die Anlage ausreichender Fördergleise für lange, schwere Züge auf Schwierigkeiten stösst, beträchtlich sinken muss.

Da die Führung der Maschine in geeigneter Bodenart sich ausschliesslich auf das Umlegen der verschiedenen Steuerungshebel beschränkt, der Führer also in den Gang gar nicht eingzugreifen braucht, so kann die Maschine auch in der Nacht bei geringer Beleuchtung für den Zugdienst mit einigen Petroleumlampen ungestört durcharbeiten.

Der Wandanschnitt kann bei der gewöhnlichen Arbeit nach unten unter beliebiger Neigung und fast geradlinig, mit der Krümmung der durchhängenden Kette erfolgen. Die Sohle des Einschnittes setzt sich aus lauter kleinen kreisabschnittförmigen Mulden zusammen, entsprechend den Angriffslinien der um den unteren Turas gehenden Eimer. Doch können die Maschinen auch durch Einfügung zweier Turasse am unteren Leiterende für völlig wagerechte Sohlenarbeit eingerichtet werden, indem dann die Eimer auf kurze Strecke wagerecht geführt sind.

Besondere Anordnungen¹⁾ dieser Maschinen sind die von Couvreur, H. Satre und Demange (Société franco-belge), Jacquelin und Chèvre, Vasset, Vering und Vollhering & Bernhardt (Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft).

Beispiele: Die wesentlichen Umrisse der ursprünglichen französischen Maschine Couvreur, Satre und Demange zeigt Fig. 16. Die Eimer haben an der Kette keine Rückenwand, so dass der Boden beim Umlauf um den oberen Turas nach rückwärts in die Schüttrinne stürzt. Fig. 17 zeigt dieselbe Maschine mit kurzem Kettenträger zur Arbeit gegen den Berg eingerichtet, wobei die Kette in umgekehrter Richtung läuft und die Eimer festen Boden und Rückwand haben, um beim Uebergange über den oberen Turas wie ein gewöhnlicher Baggereimer nach vorn auszukippen.

Fig. 16.

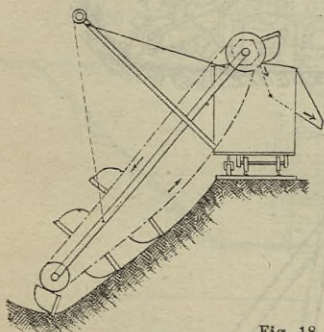


Fig. 17.

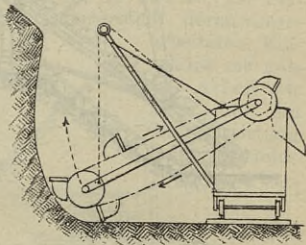
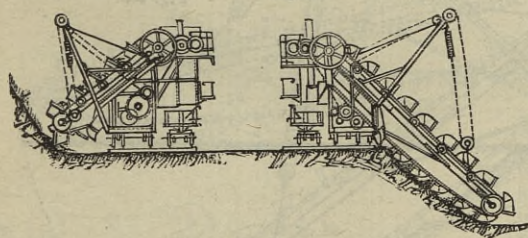


Fig. 18.



Mit Fig. 16 kann [der Angriff zu ebener Erde begonnen werden, wenn man die Leiter hebt; jedoch ist in dieser Stellung der Angriff und der Füllungsgrad der Eimer schlecht. Man lässt die Maschine daher thunlichst ausschliesslich auf der verlangten Einschnittsböschung arbeiten. Mit der Ausstattung nach Fig. 17 ist die Arbeit zwar bis zur wagrechten Stellung des Kettenträgers

möglich, doch ist dabei der Angriff mangelhaft und der Verlust an der Eimerfüllung beim Rücklaufe gross.

Maschinen von hervorragender Leistungsfähigkeit liefert die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, welche bei allen grösseren Erdarbeiten in Nord- und Mitteldeutschland — Bahnhof Frankfurt a. M., Freihafen-Bauten in Hamburg und Bremen, Nord-Ostsee-Kanal — auch am Seekanal von Manchester thätig gewesen, bezw. noch sind. Es werden hier vornehmlich drei Grundformen gebaut, von denen die beiden schwereren, mit kurzem und mit langem Kettenträger ausgestattet, in Fig. 18 und 19 dargestellt sind. In der Hauptanlage unterscheiden sie sich nicht wesentlich von den französischen Maschinen des Suez- und Panama-Kanales; besonders leistungsfähig ist aber die Grundform B Fig. 19 (Patent Vollhering und Bernhardt), in Fig. 20 eingehender dargestellt, wegen des ausserordentlich standfesten Unterbaues, der mit

¹⁾ Le Génie Civil 1885 Bd. VII Seite 293, 305 und 390. Glaser's Annalen für Gewerbe u. Bauwesen 1884, Bd. XV, Seite 184. Les Annales des Travaux Publics, 1885, Bd. VI, Seite 1265, Salomon u. Forchheimer, Neuere Bagger u. Erdgrabemaschinen. Berlin 1888. Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

12 Rädern auf drei Schienen läuft, daher einen sehr langen Kettenträger tragen kann und im Unterbau eine so weite Durchfahrt besitzt, dass er über den untergeschobenen Arbeitszug einschliesslich einer 100 pferdigen Lokomotive ungehindert hinfahren kann.

Grundform A, Fig. 18, ist leichter und schüttet in den hinter der Maschine stehenden Arbeitszug.

Bei 50 000 M. bis 60 000 M. Neubeschaffungskosten eignet sich die schwere Maschine B, Fig. 19 und 20, vorwiegend für grosse Arbeiten in schwerem Boden, auf leichterem, namentlich nachgiebigem Boden ist die 30 000 M. bis

Fig. 19.

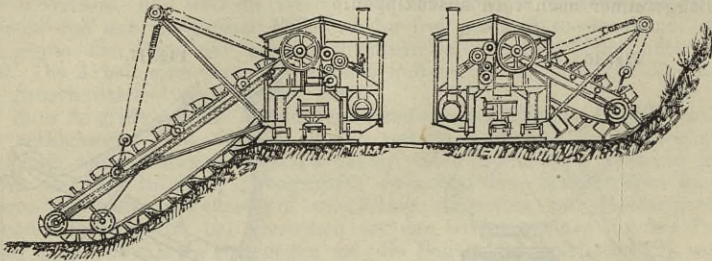
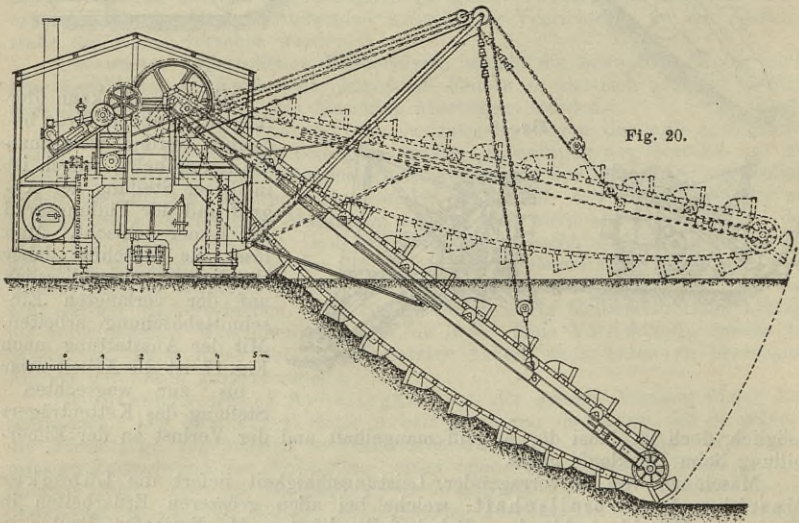


Fig. 20.



40 000 M. kostende Form A, Fig. 18, wegen des geringeren Gewichtes bei in diesem Boden ebenso grosser Leistungsfähigkeit die geeignetere.

Eine noch leichtere Grundform C der genannten Bauanstalt, welche zur Aufspeicherung einer geringen Erdmasse über der Schüttrinne eingerichtet ist, eignet sich namentlich für solche kleineren Arbeiten in leichtem Boden, bei denen die regelmässige Zuführung der Förderwagen Schwierigkeiten macht.

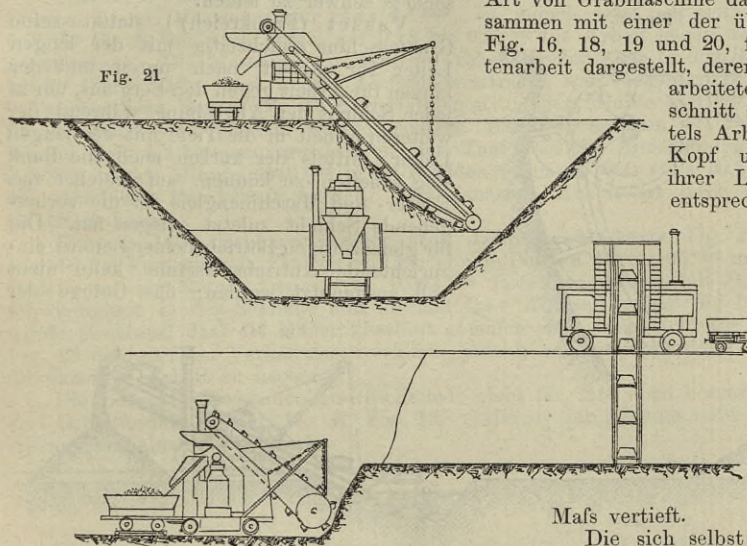
Alle diese Maschinen verlangen eine für regelmässigen Eisenbahnbetrieb mit grösserer Geschwindigkeit geeignete Gleislage wenn sie die volle Leistung entwickeln sollen, und arbeiten ausschliesslich seitwärts, nach dem oben Gesagten selten anders als nach unten. Auf Verlangen werden jedoch beide Ausstattungen für Arbeit gegen den Berg, wie nach unten leicht einzuwechseln, geliefert.

Am oberen Turas ist eine feststehende Ausschneide-Vorrichtung für Arbeit in fettem Boden vorgesehen.

Einen drehbaren gegen den Berg arbeitenden Gräber zeigt Fig. 21, bei welchem der Kopf des Kettenträgers mitten über der Maschine liegt, und die Maschine, nebst Kettenträger auf einem Drehgestelle ruhend, um die lothrechte Mittelachse des Schüttröhres drehbar ist, so dass bei Drehung des Kettenträgers um 180° das Ausschütten stets an demselben Punkte hinter dem Gräber erfolgt. Dass eine solche Maschine keine hohen Wände angreifen kann, weil die Möglichkeit der Arbeit bei nahezu wagerechter Stellung des Leiterträgers aufhört, und man den oberen Turas wegen der Standfestigkeit der Maschine nicht beliebig hoch legen kann, wurde schon gesagt; in Fig. 21 ist diese

Art von Grabmaschine daher zusammen mit einer der üblichen, Fig. 16, 18, 19 und 20, für Seitenarbeit dargestellt, deren vorgearbeiteten Einschnitt sie mittels Arbeit vor Kopf um ein ihrer Leistung entsprechendes

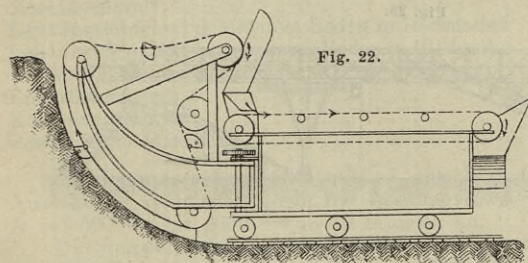
Fig. 21



Mafs vertieft.

Die sich selbst vorbe-
wegende Maschine zieht
hinter sich einen kleinen
Gleiskarren, auf den der zu
füllende Wagen geschoben
wird, damit er stets in
richtiger Stellung zur
Schüttrinne bleibt. Es
leuchtet ein, dass das er-
forderliche Verschieben der
einzelnen Wagen, zusam-
men mit der Schwierigkeit
guter Gleisanlage in dem
engen frischen Einschnitte,
die Leistung erheblich be-
einträchtigen muss.

Fig. 22.

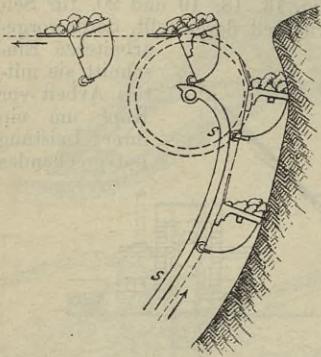


Jacquelin und Chèvre haben sich bemüht, die angegebenen Mängel der Arbeit gegen den Berg zu heben, indem sie durch geeignete Formung des um eine lothrechte Achse drehbaren und in gewissen Grenzen für verschiedene Höhen der Einschnittswand einzurichtenden Kettenträgers den ganzen unteren Kettenzweig für das Anschneiden nutzbar machten, Fig. 22, und die Eimer mit Gelenken so in die Kette hängten, dass sie sich, vom oberen Turas nach der Kippstelle laufend, auf der Führungsschiene aufrichten, und keinen Verlust ihrer Füllung erleiden, Fig. 23. Um die Förderwagen bequem hinter oder neben der Maschine, an deren, hinterem Ende aufstellen zu können, wird der

gelöste Boden mittels eines über die Länge des Maschinengehäuses laufenden Förderbandes von der Schüttstelle nach hinten gebracht und fällt hier in eine nach drei Seiten stellbare Schüttrinne, so dass man durch wechselnde Füllung auf drei Gleisen Zeitverlust für Anbringen neuer Wagen vermeidet. Die Uebelstände fortwährender Verschiebarbeit im frischen Einschnitte bleiben hier jedoch bestehen. Das Förderband ist auch über ein Gerüst hinter der Maschine verlängert, und an dieser um eine lothrechte Achse drehbar eingerichtet, so dass man das hintere Ende des Bandes in der Breite des Einschnittes beliebig einstellen kann.

Diese wenig eingeführte Maschine setzt besonders viele zarte Theile dem Einsturze der steilen Wand aus, und hat unter Verschüttungen ganz besonders schwer zu leiden.

Fig. 23.



Vasset (Frankreich)¹⁾ stattet seine Grabmaschine gleichzeitig mit der langen Leiter für Arbeit nach unten und der kurzen für Arbeit gegen den Berg aus, um in jeder Schicht der Abgrabung während der weiteren Arbeit in die Tiefe mit der langen Leiter, mittels der kurzen auch die Bank weg arbeiten zu können, auf welcher das Förder- und Maschinengleis für die vorhergehende Schicht zuletzt gelegen hat. Die für gleichzeitigen Betrieb beider Leitern einzurichtende Antriebsmaschine kann nicht voll ausgenutzt werden; das Gefüge der

Fig. 24.

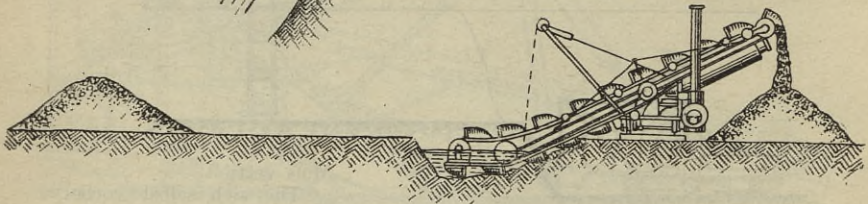
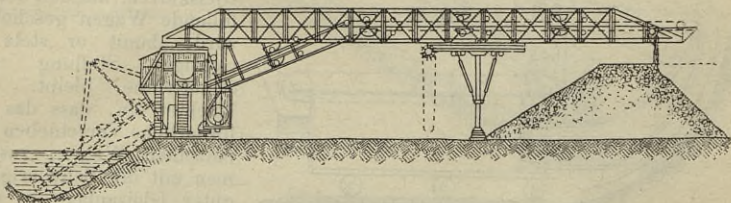


Fig. 25.



ganzen Maschine wird allzu verwickelt.

Für geringe Querförderung auf lange Strecken baut die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft die in Fig. 24 dargestellte Maschine, welche, mit beiderseits überragender Leiter ausgestattet, den auf der einen Seite entnommenen Boden auf der anderen ablagert. So gleichmäßige Querförderung in geringen Massen auf kurze Entfernung dürfte jedoch selten vorkommen. Geeignet erscheint die Maschine zur Herstellung kleiner Kanäle oder Gräben mit Längsdämmen in zwei Hälften von beiden Ufern aus.

Für bedeutende Querförderungen auf grössere Entfernung, z. B. Aufschüttung grösserer Dämme aus grossen Kanalquerschnitten, wie am

¹⁾ Les Annales des Travaux Publics 1885 VI Seite 1265.

Oder-Spreekanale, verbindet die Bauanstalt die Grabmaschine mit einem Querfördergerüst, welches im wesentlichen aus einem starken Kasten von Gitterwänden besteht, der an einem Ende auf der Grabmaschine, am anderen mittels eines verschiebbaren Stützgerüsts mit Rädern auf einem Gleise ruht und von der Grabmaschine selbstthätig durch Welle und Kegelradvorgelege mitgeföhren wird. In diesem Kasten läuft ein endloses Förderband für schwere Arbeiten aus Kette mit kleinen Kippgefässen, für leichtere aus einem breiten, gewebten Gummigurt bestehend. In Fig. 25 ist dieses Gerüst in der ersten Ausstattung dargestellt, wie es beim Oder-Spree-Kanale in Anwendung gekommen ist, und wie es sich für Querfördererung bis zu etwa 100^m eignet.

Mafse, Gewichte und Leistungen. Der Fassungsraum der Eimer war bei den älteren Maschinen nur etwa 0,1^{cbm}, ist jedoch jetzt auf etwa 0,2 bis 0,25^{cbm} für Arbeit nach unten, auf 0,18 bis 0,2^{cbm} für Arbeit gegen den Berg angewachsen. Die Maschine des Couvreur'schen Gräbers hat in der Regel 20 bis 30 Pferdekräfte, und in den Lieferungsverträgen war vorgeschrieben, dass in ungnstigem Boden bei 18 Eimerfüllungen in der Minute 200^{cbm} für die Stunde gelöst und geladen werden sollten. Bei Probearbeiten bei Pantin in Mergel mit Kalksteinen wurden in der That bei 20 Eimerfüllungen von 0,22^{cbm} in der Minute 2640^{cbm} in 10 Stunden geleistet, was etwa 10,5^{cbm} für die stündliche Pferdekraft ergibt. Für dauernde Arbeit ist diese Angabe jedoch zu hoch.

Ein um 180° drehbarer Gräber nach Jacquelin & Chévre Fig. 22 u. 23 leistete bei Versuchen in Fleurus bei Charleroi in Belgien 60 bis 65^{cbm} mittleren Bodens in der Stunde, wobei die 0,063^{cbm} fassenden Eimer mit 0,3^m Geschwindigkeit in der Sekunde und in rund 1,2^m Abstand liefen; die Leistung würde beweisen, dass die Eimer überfüllt gelaufen sind, was sich aus den in Fig. 23 dargestellten Verhältnissen erklärt; jedoch scheint auch diese Angabe für dauernde Arbeit zu hoch.

Die Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft giebt für ihre oben beschriebenen drei Grundformen A, Fig. 18, B, Fig. 19, C die in der folgenden Zusammenstellung enthaltenen Zahlen an:

	B Fig. 19 u. 20	A Fig. 18	C
Maschinenkraft	45	30	15 Pferde
Leistungsfähigkeit in leichtem Boden in 10 Stunden	2400	1800	900 ^{cbm}
Leistungsfähigkeit in schwerem Boden in 10 Stunden	1500	800	450 ^{cbm}
Mittlere Leistung für die stündliche Pferdekraft	4,5	4,5	4,5 ^{cbm}
Eimerfassungsraum	0,23	0,18	0,070 ^{cbm}
Kohlenverbrauch	700	500	300 ^{kg}
Gewicht der Maschine	53	40	26 Ton.

Die Bauunternehmung Vering, welche derartige Maschinen in grosser Ausdehnung verwendet, giebt die Leistung etwas niedriger, für die Grundform B auf 500^{cbm} bis 2000^{cbm} in 10 Stunden an.

Die Spurweite der neueren Maschinen ist wegen der erfordernten bedeutenden Standfestigkeit gross; sie beträgt bei der Maschine Fig. 18 zwischen den äussersten Schienen des dreischienigen Gleises 2,0^m bei Fig. 19 und 20 4,0^m

Bedienung. Die in ihrer Wirkungsweise sehr einfache und selbstthätige Maschine bedarf zum Bedienen je nach der Grösse 3 bis 5 Mann; sehr wichtig ist aber eine gute Regelung der Gleisverschiebung, da von dieser die Leistung wesentlich abhängt, und hierzu sind 8 bis 16 Mann erforderlich, welche aber auch andere Nebenarbeiten, z. B. das Laden der geringen neben die Wagen gefallenen Bodenmassen, mit besorgen können.

Die Arbeitsmafse reichen bis zu 3^m Tiefe für die kleinsten, 4^m für die mittleren und bis 6^m für die grössten Maschinen, wobei die Neigung der Böschung der verlangten Einschnittsböschung fast genau angepasst werden kann. Die selten vorkommende Arbeit gegen den Berg esgiebt erheblich geringere Mafse.

4. Vergleich der Schaufelgräber mit den Kettengräbern.

Aus vorstehendem ergibt sich, dass die Kettengräber namentlich für grosse Arbeiten selbst in schwerem Boden bei einigermassen gleichmäßigem Gefüge des letzteren den Schaufelgräbern namentlich in ebenem Gelände erheblich überlegen sind, wo die Anlage ausgedehnter und starker Fördergleise keine Schwierigkeiten macht, oder solche wenigstens mit vergleichsweise geringen Vorarbeiten herzustellen sind. Es wird dann beinahe ausschliesslich Arbeit nach unten vom Einschnittsrande aus gewählt. Muss der Einschnitt in mehreren Fördergeschossen ausgehoben werden, so bleibt, abgesehen vom obersten, unter der letzten Gleislage eine Bank stehen, welche dann während des Angriffes des nächsten Geschosses weggearbeitet werden muss, entweder mit der Hand, oder mit Arbeit mittels der kurzen Leiter, beim Vasset'schen Gräber mit derselben Maschine die auch nach unten gräbt. In Deutschland und Frankreich sind diese Maschinen ausschliesslich in Gebrauch.

Die Schaufelgräber sind dagegen am Platze wenn es sich um die Aufschlitzung enger Einschnitte von bedeutender und stark wechselnder Tiefe in ungleichartiger Bodenart und stark welligem Gelände handelt, wo die für den Kettengräber erforderliche gute Gleisanlage oberhalb des Einschnittes auf Schwierigkeiten stößt oder unmöglich ist. Diese Art der Grabmaschine wird in England und Amerika meist vorgezogen, obwohl z. B. am Seekanale von Manchesters auch Kettengräber mit bestem Erfolge neben Schaufelgräbern thätig sind.¹⁾

b. Kosten der Bodenlösung.

Die Tabelle auf Seite 45 giebt die Kosten, welche in neuerer Zeit, — beim Bau der Venlo-Hamburger Eisenbahn —, für das Lösen der verschiedenen Bodenarten aufgewendet sind.

c) Kosten für Grabmaschinen.

Bei zwei älteren Verwendungen des Schaufelgräbers hat sich Folgendes ergeben: Mit einer 10 pferdigen Maschine wurde in einem 6,7 m tiefen Einschnitte von im ganzen 2475 cbm Inhalt bei 175 cbm täglicher Durchschnittsleistung 1 cbm sehr zähen braunen Thones, ausschliesslich Verzinsung, Werthminderung und Ausbesserung des Gräbers zu 0,93 M. gelöst, während Handarbeit unter gleichen Verhältnissen 1,21 M. gekostet hätte. (Institution of Civil Engineers. 1878. Paper No. 1566. West-Lancashire Eisenbahn).

Beim Aushube eines Bahnhofes von 38200 cbm kostete die Lösung von 1 cbm zähen Thones mit einem Dunbar & Ruston Gräber ohne Verzinsung und Werthminderung desselben 0,53 M.

Bei neueren Arbeiten sind mit dem Schaufelgräber die nachfolgenden Ergebnisse erzielt, in denen Verzinsung, Tilgung und Ausbesserung nicht enthalten sind.

Arbeitsplatz	Bodenart	Inhalt des Schaufel cbm	Tägliche Leistung cbm	Kosten für 1 cbm M.
Dock	Thon mit Findlingen	0,75	372	0,17
Bahneinschnitt	Kalk mit Feuersteinlagern	0,96	383	0,28
Hafen	Thon	0,75	504	0,33
Dock	Harter rother Mergel	1,15	720	0,22
"	"	1,15	567	0,28

¹⁾ Ueber andere, weniger gebräuchliche Grabmaschinen, sowie einige Leistungen der oben beschriebenen siehe: Hottenrot. Zeitschrift für Baukunde 1882, Seite 405.

Lösen (Gewinnen) der Erd- und Felsmassen.

Laufende No.	Bezeichnung der verschiedenen Bodenarten.	Für die		Laufende No.	Besondere Kosten Bezeichnung der Arbeiten bei Gewinnung etc. der Bodenmassen.	Für die	
		Veranschlagung Maximalpreis für 1 cbm.	Ausführung Normalpreis für 1 cbm.			Veranschlagung Maximalpreis für 1 cbm.	Ausführung Normalpreis für 1 cbm.
		M.	M.			M.	M.
1	Looser Sand	0,17	0,15	1	In nebenstehenden Preisen		
2	Ackererde	0,19	0,16		ist ausser dem Lösen das		
3	Fester nasser Sand	0,20	0,18		Einladen in Handkarren		
4	Leichter Leimboden	0,21	0,19		und Handwagen, so wie		
5	Sandiger Kies	0,23	0,20		das Verbauen des Massen		
6	Grandiger Leimboden	0,26	0,24		oder ein einmaliges Werfen		
7	Schwerer Leimboden (mit				der Grabenerde in den		
	Grand)	0,34	0,29		Damm mit einbegriffen.		
9	Leichter Thonboden	0,26	0,24		Das schwierigere Be- und		
8	Schwerer Thonboden (stäm-				Entladen der Wagen der		
	miger Thon)	0,35	0,32		Interimsbahnen ist bei		
10	Grober Sand mit Thon	0,44	0,39		Aufstellung des Transport-		
11	Fester und trockener zäher				Tabelle berücksichtigt.		
	Thon	0,68	0,62	2	Für ein doppeltes Werfen		
12	Trockenes Torfmoor	0,21	0,19		des Bodens (2ter Spaten-	0,14	0,11
13	Nasses Torfmoor	0,26	0,24		wurf)	0,27	0,23
14	Kleinbrüchiger Felsen und			3	1 ^{qm} Rasen, etwa 0,1 ^m dick		
	Steingerölle, mit der Spitz-				in regelmässigen Platten		
	hacke zu lösen	0,45	0,34		abzuheben und in 20 ^m bis		
15	Kreide, Kreidekalk und				40 ^m Entfernung seitwärts		
	Kreidemergel	0,53	0,47		niederzulegen	0,04	0,03
16	Lose Keuper - Formation			4	1 ^{qm} Mutterboden einen		
	(bunter Mergel)	0,53	0,47		Stich, 0,15 ^m bis 0,25 ^m		
17	Feste Keuper - Formation				stark, abzudecken und in		
	(Keuper-Sandstein)	0,79	0,71		20 ^m bis 40 ^m Entfernung		
18	Felsen, mit Brechstange und				seitwärts abzulagern . . .	0,05	0,04
	Spitzhacke zu lösen	0,56	0,50	5	1 lfd. ^m Hecke auszu-		
19	Felsen, theilweise mit Pulver				rodern	0,13	0,11
	zu sprengen	0,79	0,68	6	1 ^{qm} dünnes Schlagholz mit		
20	Felsen, nur mit Pulver u. s.				Wurzeln und Stöcken		
	w. zu sprengen	1,01	0,90		auszuroden, das Holz zur		
21	Muschelkalk - Formation,				Seite zu bringen und auf-		
	leicht brechend	0,53	0,47		zustapeln	0,12	0,11
22	Desgleichen, schwer brechend						
	0,79	0,71				
23	Dichter Muschel - Kalk in						
	kleinen Bänken	1,06	0,95				
24	Desgleichen, in grossen						
	Flötzen	1,40	1,26				
25	Bunter Sandstein fest bis						
	leicht	0,79- 0,56	0,72- 0,50				
26	Desgleichen, körniger in						
	kleinen Bänken	1,06	0,95				
27	Desgleichen, körniger in						
	grossen Bänken	1,35	1,13				

Der in Fig. 15 dargestellte Schaufelgräber von Wilson & Co. für den See-kanal von Manchester erzielte unter mittleren Verhältnissen bei 620^{cbm} Leistung

in 10 Stunden einen Preis von 0,12 M. für 1 ^{cbm} gelösten und geladenen Bodens, in welchem aber die Tilgung der Kaufsumme und die sehr bedeutenden Ausbesserungskosten nicht enthalten sind.

Für den Eimerketten-Gräber werden die Kosten für Lösung und Ladung von 1 ^{cbm} trockenen Sand bei einer Tagesleistung von 1100 ^{cbm} bei einem Couvreur'schen Gräber mit 24 Pferden, welcher am Hafen in Calais arbeitete zu 0,126 M., jedoch vermuthlich ohne Tilgung und Verzinsung angegeben¹⁾

Ein Gräber nach Jacquelin & Chèvre von 10 Pferdektr. erfordert²⁾ bei 600 bis 650 ^{cbm} Tagesleistung einschliesslich Verzinsung, Ausbesserung und Werthminderung 72 M. für 1 Tag; 1 ^{cbm} kostet danach etwa 0,12 M.

Beide Preise sind in leichtem Boden erzielt; bei schwerem Boden werden die Kosten beträchtlich höher.

Nach Forchheimer stellte sich der Preis von 1 ^{cbm} gelösten und geladenen Boden für die Grabmaschinen der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Fig. 18 bis 20, bei den Freihafenbauten in Bremen über Wasser bei 1700 ^{cbm} Leistung in 12 Stunden auf 0,07 bis 0,08 M., unter Wasser bei 1200 ^{cbm} Leistung in 12 Stunden auf 0,1 bis 0,12 M. einschliesslich Nebenarbeiten, Legen, Verschieben und Unterhalten der Gleise, Tilgung und Ausbesserung, aber ausschliesslich Nacharbeiten. Die Unternehmung Vering hält diese Preisangaben für zu gering; nach deren weit reichender Erfahrung kostet:

1 ^{cbm} leichten Sandbodens	mit allen Nebenkosten	0,2 M.
„ mittelschweren Bodens	„ „ „	0,3 bis 0,4 „
„ schweren Bodens	„ „ „	0,4 bis 0,6 „

unter besonders ungünstigen Verhältnissen noch mehr. Die letzten Angaben müssen als die verlässlichsten angesehen werden, da sie den Durchschnitt aus verschiedenen Verhältnissen darstellen.

Besonders zu erwähnen ist noch die Lösung mittels englischen Einschnittsbetriebes, für welchen sich die Lösungskosten für 1 ^{cbm} unter schwierigen Verhältnissen in verschiedenen Fällen auf 1,1 M. bis 1,7 M. gestellt haben. Der Betrieb ist bei zweigleisiger Bahn in mildem Gebirge von 8 m Tiefe an vortheilhaft; von 20 m Tiefe an ist er selbst bei eingleisiger Bahn und in festem Gebirge mit Vortheil zu verwenden.³⁾

II. Bildung der Dämme.

a) Vorbereitende Arbeiten.

Behufs Gewinnung des zur Deckung der fertigen Dammböschungen erforderlichen fruchtbaren Bodens, wird von der zu beschüttenden Fläche zunächst die Ackerkrume (Mutterboden) je nach ihrer Stärke und dem späteren Bedarf 15 cm bis 50 cm stark abgehoben, und ausserhalb des Dammes ausgesetzt.

Findet sich Rasennarbe vor, so ziehe man diese in Placken von etwa 20 cm Quadratseite ab, und setze sie seitlich, jedoch so in Haufen aus, dass der einzelne Placken der Luft zugänglich bleibt; die Pflanzen vergehen bei dichter Packung schnell. Solcher Rasen bildet ein werthvolles Mittel zu Befestigung besonders steiler Böschungen.

Hat die zu beschüttende Oberfläche quer zur Längsrichtung des Dammes ein starkes Gefälle (steiler als 1:10) so ist namentlich bei wasserundurchlässiger Beschaffenheit das Anarbeiten von Bermen mit wagerechten Stufen und möglichst steilen Böschungen zwischen diesen erforderlich, da sonst der fertige Damm seitliche Verschiebungen annimmt. Mit der Herstellung dieser Bermen ist in Waldflächen dann das sonst nur in dichten Beständen unbedingt nothwendige Ausroden der Stümpfe gefällter Bäume (Stuke) verbunden.

In ganz undurchlässigem, schlüpfrigem Boden sind die Bermen lediglich durch Einschnitt, nicht halb durch diesen und halb durch Auftrag herzustellen, Fig. 26, weil bei letzterem Verfahren die natürliche Gleitfläche halb erhalten

¹⁾ Hottenrot, Zeitschrift für Bankunde. 1882. S. 520.

²⁾ Annalen für Gewerbe und Bauwesen. 1884. Bd. XV S. 186.

³⁾ Handbuch der Ingenieurwissenschaften. I. 1. S. 395 u. folgende.

bleibt. Die ausgehobene Erde muss bei Beginn der Arbeit so weit nöthig durch Längsförderung oder Seitenausatz entfernt werden; später wirft man die Erde neuer Bermen in die schon fertig gestellten. Bei minder ungünstigem Boden kann man die Bermen halb in Anschnitt halb in Auftrag ausbilden.

Ist der Untergrund quellig und feucht so soll man einzelne Quellen abfangen und durch Sickergräben oder offene Leitungen seitlich abführen. Allgemeine Nässe bedingt Anlage eines Netzes von Sickerschlitzten mit Füllung aus Steinpackung oder Drainleitungen. (Vergl. Sicherung der Dämme.)

Bei Dämmen, welche auf der Narbe tiefer Moore schwimmen sollen, muss man letztere sorgfältig vor Verletzungen schützen; etwaige Seitengräben müssen daher so weit vom Dämme entfernt liegen, dass der zwischenliegende Streifen genügende Tragkraft besitzt.

Seitengräben werden vor Beginn der Schüttung ausgeworfen, damit man den Aushub nicht zu verfahren braucht. Letzteren benutzt man häufig, um aus ihm einen kleinen Damm als Stütze des Dammfusses gegen seitliches Ausweichen zu bilden. Unter ungünstigen Verhältnissen, welche geringe seitliche Festigkeit des Dammes erwarten lassen, legt man Längsgräben wohl lediglich zu diesem Zwecke dann meistens unter statt neben dem Dämme an, Fig. 27.

Da der Abtrag stark aufgelockert in den Damm gelangt, so wird letzterer, genau nach der vorgeschriebenen Form ausgeführt, in Folge der Wiederverdichtung zu niedrig zugleich aber auch zu schmal werden, weil man bei nach-

Fig. 26.

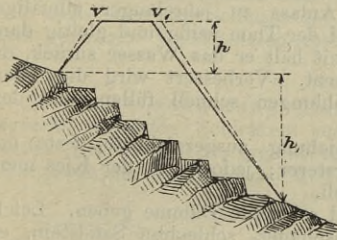
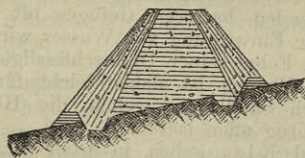


Fig. 27.



träglichem Aufhöhen die erst hergestellte Kronenbreite durch Verlängerung der nun zu flachen Böschungen einengt. Die Böschungen müssen somit von vorn herein zu steil

angelegt werden; eine gebräuchliche Regel für die Erbreiterung ist mit Bezug auf Fig. 26: $v = 0,07 h$; $v_1 = 0,07 h + 0,02 h_1$.

Diese überhöhte Böschungsrichtung wird vor Beginn der Schüttung in gerader Strecke alle 50 m, in flachen Bögen alle 35 m, in scharfen alle 20 m durch Lehren festgelegt, welche in der Regel aus 4—5 m langen an zwei eingeschlagenen Pfählen befestigten Dachlatten bestehen. Bei der Aufstellung dieser Lehren ist gegebenen Falles neben den Erbreiterungsmaßen v und v_1 auch die Bekleidung des Dammes mit Ackerkrume zu berücksichtigen.

b) Gestalt der Dämme.

Die Gestalt der Dämme hängt in erster Linie von der Benutzung ab, für welche sie hergesellt werden.

Weiter ist die Bodenart für die Gestalt in sofern maßgebend, als von ihr die Böschung abhängt. Das meist verwendete Böschungsmaß ist $1:1\frac{1}{2}$ für alle Dämme aus losen Bodenarten, wie Sand, Lehm, sandiger Thon und dergleichen. Ist man gezwungen den Damm aus schlechtem Boden, wie nasser Lehm, Schlamm, Schlick und dergleichen herzustellen, so müssen die Böschungen meist erheblich flacher, bis $1:4$ hergestellt werden, ebenso, wenn ein Damm ohne besonderen Schutz im Bereiche des Wasserangriffes — in engen Flussthälern hergestellt wird.

Steilere Böschungen — etwa $1:1\frac{1}{4}$ — haben sich für lose Bodenarten da, wo sie verwendet sind, häufig als ungenügend erwiesen. Für guten Thon ist die Böschung $1:1\frac{1}{4}$ zulässig, Dämme aus Stein werden meist bei leicht verwitterndem Fels mit $1:1\frac{1}{4}$, bei festerem Fels mit $1:1$, und wenn die Außentheile als Trockenmauerwerk, nicht nur durch Schüttung hergestellt werden,

noch steiler mit $1:2\frac{1}{3}$ bis $1:1\frac{1}{2}$, Fig. 36, angelegt. Noch steilere Begrenzung bedingt die Verwendung von Futtermauern, Fig. 56, 57.

Man hat früher geglaubt, die Standfestigkeit der Dämme dadurch zu erhöhen, dass man in gewissen Höhenabständen Bermen in die Böschungen einlegte. Diese tragen aber zur Festigkeit eines sonst richtig angelegten Dammes nichts bei, bieten nur dem Regen Gelegenheit zum Eindringen. Sie werden heute angelegt: $1,0\text{ m}$ unter dem Kopfe sehr hoher Dämme, um sie zur nachträglichen Erbreiterung verwenden zu können, wenn die Kronenbreite in Folge des Sackens trotz der anfänglich zu steilen Böschungen zu schmal werden sollte, und häufig bei Wasserangriff in der Wasserlinie zur Verstärkung des dem Wasser ausgesetzten Theiles, Fig. 35.

c) Eignung der Bodenarten für die Dämme.

Bodenarten mit vielen Pflanze-Bestandtheilen, wie Moor, Torf, Schlick, Darg, Schlamm, sind wenig widerstandsfähig gegen Wetter und Belastung, und sollen von der Verwendung zu Dämmen ausgeschlossen werden. Torf und trockener Moorboden werden wohl verwendet wenn es sich um möglichst leichte Herstellung von schwimmenden Dämmen in Mooren handelt. Demnächst ist Lehm am wenigsten geeignet zur Dammbildung, weil er unter Einwirkung des Wassers breiartig zerfließt. Nicht zu vermeidende Lehmdämme müssen auf das sorgfältigste entwässert und vor äusseren Wasserangriffen geschützt werden.

Thon gehört zu den zuverlässigeren Bodenarten, hat aber die Eigenschaft, in schwer zu zerkleinernden Schollen zu brechen, und giebt in Folge des daraus entstehenden lockeren Gefüges oft Anlass zu jahrelanger allmählicher Sackung. Unter Einwirkung von Wasser wird der Thon seifig und gleitig dann seilich aus, in Folge seiner Undurchlässigkeit hält er das Wasser zurück, die Krone solcher Dämme ist daher leicht feucht. Verbessert wird die Thonschüttung durch Sandlagen, welche die Höhlungen schnell füllen, und dem Wasser den Abzug offen lassen.

Sand und Kies geben in jeder Beziehung ausgezeichnete, feste und trockene Dämme, letzterer noch mehr als ersterer; jedoch ist der Kies meist für die Verwendung zu Dämmen zu werthvoll.

Fels kann je nach seiner Art gute und schlechte Dämme geben. Leicht verwitterndes Gestein wie Mergel, lose Thonschiefer, schlechter Sandstein, ergeben meist starke und lange andauernde Sackungen, und wenn der verwitterte Fels undurchlässig ist, häufig sumpfige Dämme. Fester Fels liefert dagegen Dämme, welche sich durch völlige Trockenheit auszeichnen und schnell fest werden. Wesentlich für die Festigkeit solcher Dämme ist gute Packung der beim Schütten wild durcheinander stürzenden Stücke; lässt man diese Packung an der Böschung in regelrechte Schichtung übergehen, so kann man durch steile Böschungen an Masse sparen, Fig. 36, diese Dämme sind vorzüglich trocken.

Ganz besonders gefährlich sind Frostballen in den Erddämmen, namentlich bei Sand und Lehm, da sie zuerst lockere Schüttung ergeben, später starke Sackungen und — bisweilen noch nach Jahren — ein Zerfließen des Dammes hervor rufen. Alle Frostballen sollen daher an der Abtragstelle, oder, wenn sie hier zu hinderlich sind, auf den fertigen Damtheilen so lange ausgesetzt werden, bis sie völlig aufgethaut sind. Man kann sie dann meist zur Nachhöhung der Krone verwenden. Mit Vortheil verwendet sind Frostschollen in einzelnen Fällen zum Schlusse von Abdämmungen strömenden Wassers, wenn dieser mit losem Boden wegen des Wasserandranges nicht zu erreichen war.

d) Ausführung der Schüttung.

Ruht der Damm auf festem Untergrunde so kann man über die Ausführungsarbeiten die Bestimmungen ohne weiteres treffen, welche nach dem Nachfolgenden zweckmässig erscheinen; nur bei Dämmen in Mooren sind besondere Vorsichtsmassregeln geboten. Soll der Damm schwimmen, und ist keine starke Moordecke vorhanden, so muss diese erst durch Faschinenlagen oder Lagen von stärkeren Aesten (Knüppeldämme) verstärkt werden; auf genügend stark erscheinender Moordecke ist der Damm so leicht wie möglich und gleichmässig in voller Breite vorzutreiben, damit die Decke während der Herstellung

thunlichst wenig Bewegungen ausführt. Solche Dämme sind unter schweren Lasten gefährlich, da sie versinken wenn die Moordecke nachträglich reisst. Will man den Damm auf den festen Untergrund absenken, so schlitze man eine etwaige zähe Decke an beiden Dammfüssen auf, so dass sie mit versinkt, schüttele dann in der Weise, dass die grösste Last stets in der Mitte liegt. Schüttet man die Ränder zuerst, so fängt man Theile des Moores, welche aus dem Damm später nicht mehr entweichen können, und gleichmässige Festigkeit ausschliessende Blasen im Damm bilden.

Beim Durchschütten von nassen Mooren muss beachtet werden, ob in demselben ein Wasserabzug stattfindet, dessen Abschneidung dem Damm gefährlich werden würde. In solchen Fällen müssen besonders stark gemauerte auf Schwellrost stehende, übrigens thunlichst schmale Durchlässe beim Schütten mit versenkt werden.

Auf festem Boden ist die Schüttung so einzurichten, dass der Damm in sich thunlichst grosse Festigkeit erhält. Abgesehen von der Bodenart ist die Art der Schüttung von wesentlichem Einflusse auf letztere. In dieser Beziehung sind zu unterscheiden die Lagenschüttung, die Kopfschüttung und die Seitenschüttung, welche sowohl gesondert, wie in verschiedenartigen Vereinigungen zur Ausführung gelangen.

Um Bergförderung thunlichst zu vermeiden lege man die Bahnen selbst für die gegen Steigung vorzutreibenden Dämme mit Gefälle, höchstens wagrecht an; es wird dann meist möglich sein den über der Wagerechten liegenden Keil nachträglich von der andern Seite her mit Gefälle aufzubringen; im schlimmsten Falle muss man zum Schlusse der Arbeit eine geringe Förderung dann bergan, unter günstigen Verhältnissen ausführen.

«. Die Lagenschüttung.

Die Lagenschüttung setzt den Damm aus dünnen, ganz oder nahezu wagrecht liegenden Schichten zusammen, deren jede die ganze Breite des Dammes durchsetzt. Sie ergiebt von allen Arten die festesten Dämme, einerseits schon durch das Gefüge, dann weil meistens jede Schicht vor ihrer Verschüttung

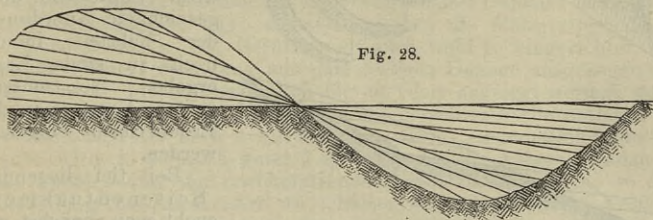


Fig. 28.

in allen Theilen als Unterstützung der Fahrbahnen zu dienen hat, und dabei gut gedichtet wird. Bei ungünstigem Schüttungsboden kann bei dieser Art eine

scharfe Ueberwachung über die Herstellung aller Theile ausgeübt werden. Die Möglichkeit der, besonders bei schlechtem Boden zu empfehlenden Verwendung hängt ab von der gewählten Förderart, und den Gefälleverhältnissen der Bodenoberfläche. Wird eine aussergewöhnliche Festigkeit verlangt, so kann bei Lagenschüttung Abstampfen und in Sand Einwässern der Schichten durchgeführt werden.

1. Schiebkarrenförderung

eignet sich ganz besonders selbst bei steilem Längsgefälle (bis 1:10) zur Ausführung der Lagenschüttung. Man legt die Karrfahrt, wenn das Längsgefälle nicht zu steil ist, ausserhalb des Dammfusses an und schüttet neben ihr, entlang dem Dammfusse einen kleinen Wall auf. Hat dieser einige Höhe erreicht, so hebt man die Karrfahrt hinauf und kann nun seitwärts von oben schütten. Die Fahrt wird dann allmählig der Breite der Schüttung nach verschoben, bis am anderen Dammfusse dann für die nächste Lage ein Wall zur Aufnahme der zu hebenden Bahn hergestellt ist. Der Länge nach werden die Schichten in Abschnitte von der Länge einer Reihe von etwa 25—30 Karren, also etwa

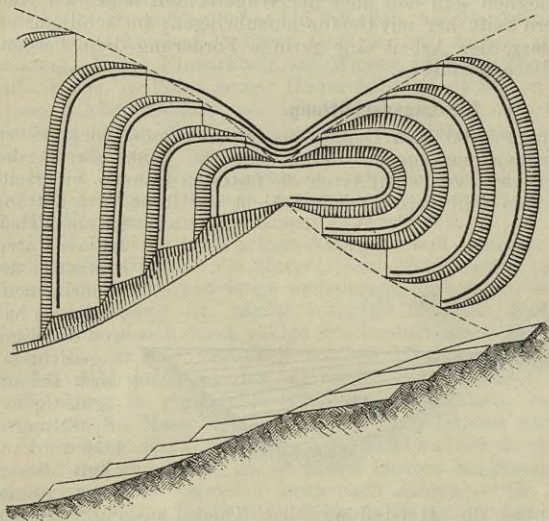
70—100^m getheilt, von denen meist mehrere in verschiedenen Lagen gleichzeitig betrieben werden. Um so viel, wie möglich Thalförderung zu behalten, legt man die Schichten gewöhnlich nach der Länge des Dammes mit einer für die Karren bequemen Neigung selbst dann an, wenn die Bodenoberfläche wagrecht liegt, Fig. 28. Der Damm setzt sich dann aus lauter schäg über einander lagernden Schichten zusammen. Beim Schütten soll jeder Karrenfahrer, wenn er ausgekippt hat, die Karre über das Rad aufrichten, damit der Hintermann dicht heranfahren kann und die Inhalte der Karren nahe an einander ausgeleert, dichte Schüttung geben.

Die Höhe der Schichten wird mit Rücksicht auf Ersparniss beim Verschieben der Bahn groß, mit Rücksicht auf gutes Gefüge des Dammes gering zu bemessen sein; eine gewöhnliche Höhe für mittlere Bodenarten ist etwa 1,0 m.

Ist das Längsgefälle der Bodenoberfläche zu steil für die Fahrten, so vermindere man dasselbe, indem man die Fahrt in schlanker Krümmung vom Uebergangspunkte aus schräg quer durch den Damm legt, wobei sich freilich lange Schüttstellen für jede Fahrt, daher bei nassem Boden Ausweichstellen für die leer zurückgehenden Karren ergeben.

Man bezeichnet diese Bauart auch als Schichtenschüttung mit niedrigen Schichten. Sobald eine Schicht die festgesetzte grössste Schütthöhe erreicht,

Fig. 29.



muss letztere dadurch unveränderlich erhalten werden, dass sie sich auf eine rechtzeitig vor ihr begonnene weitere Schicht auflagert. Der Vorgang dieser Schüttung ist in Fig. 29 dargestellt, deren Regelmässigkeit selbstverständlich praktisch selten zu erreichen sein wird. Sollte die dort gezeichnete Anordnung der Fahrten immer noch zu steile Lage ergeben, so müssen weitere Umwege in die Erdoberfläche eingelegt werden.

Bei tief liegenden Seitenentnahmen sucht man zunächst geeignete Fahrtrampen (bis höchstens 1:10) in den Dammböschungen

zu gewinnen; ist das nicht möglich, so legt man wohl einen Seilzug mit Pferd an, welcher die Karre sammt Schieber auf steiler Rampe, hinauf befördert.

2. Kippkarrenförderung

von Menschen oder Pferden ausgeführt. Die fest in den Boden gelagerten Fahrten haben wenig seitliche Steifigkeit, sind daher schwer zu verschieben. Hieraus folgt schon, dass seitliches Kippen für diese Förderart ausgeschlossen ist; ein ebenso grosses Hinderniss würde auch dass seitliche Abbiegen der Karren von der Fahrt bilden, welches erforderlich wäre, wollte man mit Kippkarren seitlich kippen. Es ist somit die Lagenschüttung bei dieser Förderung ausgeschlossen.

3. Förderung auf Arbeitsgleisen.

Bei dieser Förderart ist die Lagenschüttung dann mit Vortheil verwendbar, wenn in der Nähe des Uebergangspunktes die Bodenoberfläche eine solche Neigung hat, dass die Anlage eines Gleises entweder unmittelbar, oder nach

nicht allzu ausgedehnter Vorarbeit mit Schiebkarrenen möglich erscheint. Die Gleise werden in solchen Fällen anfangs mit Gefällen von 1:30 und darüber hinaus angelegt. Durch seitliches Verschieben der in sich steifen, daher mit Wuchtbäumen gut zu bewegenden Gleise wird zunächst eine Schicht mittels seitlichen Kippens durchgeschüttet und über dieser ersten werden dann durch Heben des Gleises flachere Schichten angeschüttet, welche weiter den Ausgang für noch flachere bilden. So fügt man stets flachere Lagen an die älteren steilen an, bis man die für die Förderart günstigste Neigung (etwa 1:100 für Förderung durch Menschen, 1:250 mit Lokomotiven) erreicht hat; dann fügt man in dieser Neigung Schicht an Schicht, bis der Damm gefüllt ist, Fig. 28 u. 30. Die Schichtenhöhe muss hier grösser gewählt werden als unter 1, weil das häufige Verschieben des Gleises zu theuer wird. Je nach der Güte des Schüttbodens wird man die Schichtenhöhe etwa zu 3^m bis 6^m annehmen.

Fig. 30.



Ist das Gehänge zur Anlage eines Gleises auf dem natürlichen Boden zu steil, so beginne man die Arbeit mit Schiebkarren und stelle so einen schmalen Damm mit zulässigem Gefälle her, welcher dann vom Gleise aus als unterste

Lage durch Seitenkippen erbreitert wird.

Bei sehr steilen Hängen kann man auch einen Bremsberg für die untersten Lagen einrichten, d. h. eine doppelte Kabelbahn, mit Bremscheiben am oberen Ende, auf welcher stets die gefüllten niederfahrenden die leeren, aufsteigenden Wagen aufziehen. Diese Anordnung ist jedoch selten. Bei so steilen Hängen giebt man die Lagenschüttung als zu theuer meist auf, und behält dann noch durch Schüttung von festen hölzernen Stützgerüsten, aus Rundholz gezimmert, die Möglichkeit einer Art von Lagenschüttung. Solche Gerüste sind nach amerikanischem Muster z. B. beim Bau der Brennerbahn bis zu 50^m Höhe zur Verwendung gekommen. Die Befürchtung, dass die mit eingeschütteten Hölzer vermodernd die Festigkeit des Dammes beeinträchtigen scheint nicht begründet zu sein; dagegen erhöhen die Holzgerippe die Festigkeit des frischen Dammes. Die Gerüste sind auch wohl so eingerichtet, dass die Hölzer behufs Wiederverwendung aus dem fertigen Damme ausgezogen werden können. Die Gerüste, welche gewöhnlich für ein Gleis angelegt werden, gestatten nur die Bildung schmaler Dämme, da stets auf derselben Stelle entladen wird. Anfangs vertheilt sich der hoch herab stürzende Boden, namentlich wenn beiderseits entladen wird, in ziemlich guter Lagerung, bis ein höherer Damm entstanden ist, auf dessen Seiten der nachkommende Boden hinab rutscht, so dass die Lagenausbildung bei dieser Art zu schütten mangelhaft wird. Vollkommene Lagen sind nur zu erreichen, wenn man unten zur Vertheilung des Bodens Leute mit Schiebkarren besonders anstellt.

Alle diese Arten der Schüttung bieten den Vortheil langer Gleise an der Schüttstelle, auf denen ganze Züge entladen werden können. Die ankommende Lokomotive kann daher alle nöthigen Bewegungen ohne die Hülfe von Pferden selbst ausführen; es ist nur vor der Schüttstelle ein Ausweichgleis erforderlich, in welches der geschobene volle Zug eingestellt wird, während die Lokomotive den entladenen zurückholt. Dieser hat dann im Hauptgleise zu warten, bis die Lokomotive den vollen zur Schüttstelle gedrückt hat. Der leere Zug wird zurück — weil bergan — gezogen.

Eine Art von Lagenschüttung ergiebt auch die durch die Fig. 24 und 25 verdeutlichte Querförderung durch die Grabmaschine, oder durch ein mit dieser verbundenes Förderband, namentlich wenn der Einschnitt in mehreren Schichten ausgehoben, somit auch die Ablagerung in ebenso vielen Schichten ausgebildet wird.

4. Bauwerke im Damme.

darf man nicht von einer Seite her in voller Höhe beschütten, weil sie in der Regel einseitigen Erddruck nicht ertragen. Bei Lagenschüttung mit Schieb-

karren führt man die Karrbahn um das Bauwerk und führt, beiderseits gleichmäÙig fortschreitend, die Lagen bis zur Bauwerkskrone aus. Liegt diese hoch, so wird man die Umfahrt auf einen kleinen Hilfsdamm oder ein leichtes Holzschrieb legen müssen. Ist die Krone erreicht, so werden die Lagen über dem Bauwerke ebenso ausgeführt wie im übrigen Damme. Bei Förderung auf Gleisen umgeht man das Bauwerk gleichfalls, kippt den zur Einfüllung desselben Schiebkarrenförderung ein. Während der Einfüllung können die jenseits liegenden Dammlagen bereits begonnen werden.

Jedes Bauwerk soll mit Steinen hinterpackt werden, damit das Wasser schnell abläuft, und die Lagen sollen in der Nähe des Bauwerks genau wagrecht liegen und abgestampft werden, damit keine dasselbe gefährdenden Bewegungen eintreten können.

β. Die Kopfschüttung.

Bei Kopfschüttung wird der Damm vom Uebergangspunkte aus in voller Breite und Höhe angegriffen, indem stets über die Vorderkante des fertigen Dammes nach vorn gekippt wird. Der Damm setzt sich dabei also aus lauter unter dem Ruhewinkel der Bodenart nach der Längsrichtung des Dammes geneigten Schichtungen zusammen, hat also kein so standfestes inneres Gefüge, wie ein in Lagenschüttung hergestellter Damm. Da das Bestreben der Verschiebung jedoch in der Längsrichtung des Dammes liegt, in dieser aber Bewegungen unter ganz besonderen Verhältnissen und in geringem Maße möglich sind, so nur erhält man durch Kopfschüttung immer befriedigende Dämme. Bei steilen Längshängen hat die Kopfschüttung vor der Lagenschüttung die von vorn herein feste und in günstigster Neigung herzustellende Lage der Bahn voraus.

Schüttboden welcher in starken Schollen bricht, wie auch gesprengter Fels, rollen, von einem hohen Dammkopfe geschüttet, leicht über die Grenze des Dammes hinaus. Um bei hohen Dämmen solche übermäßigen Höhen zu vermeiden, theilt man sie wohl in zwei oder drei Geschosse, welche in gesonderten Betrieben hinter einander vorgetrieben werden. Die Höhentheilung wird dann meist davon abhängen, welche Tiefe man mit zulässigen Gefällen der Bahnen noch erreichen kann; es liegen die Trennungsfugen der Geschosse daher meist in der Längsrichtung geneigt. Die so entstehende Schüttung ist eine Mittelstufe zwischen Kopf- und Lagenschüttung, da der Damm aus einigen in schwacher Neigung auf einander ruhenden Schichten besteht, deren jede Ergebnis einer Kopfschüttung ist.

Besonders wichtig ist bei Kopfschüttung die Beseitigung der Frostschollen, welche, mit geschüttet, als die gröÙten stets am weitesten rollen, und so eine ganz aus gefrorenem Boden bestehende Unterlage des Dammes bilden. Dass sie in der Anhäufung gerade an dieser Stelle viel schädlicher wirken, als wenn sie gleichmäÙig in einer Lagenschüttung vertheilt sind, liegt auf der Hand.

1. Schiebkarrenförderung

schließt die Kopfschüttung wenigstens bei gewöhnlicher Dammbreite aus, weil die schmale Kopfkante nicht genügt um die Karrenreihen, welche nur seitlich kippen können regelrecht auffahren zu lassen.

2. Kippkarren

dagegen werden fast ganz ausschließlichs zu Kopfschüttungen verwendet. Die Bahnen für Kippkarren verlangen die nur bei dieser Schüttungsart mögliche dauernd unveränderte Lage; die Karren kippen nur nach vorn, kommen, als Handkippkarren geschoben, in für das Kippen günstiger Richtung an; als Pferdekippkarren gezogen müssen sie zwar vor der Kippung umgewendet werden; diese Arbeit vollzieht sich aber bei Kopfschüttung für alle Karren an derselben eigens dazu hergerichteten Stelle unter günstigen Verhältnissen. Die Kippkarren kommen stets einzeln an, damit die zum Kippen nöthigen Hilfskräfte gleichmäÙig beschäftigt sind; die Schwierigkeit der Aufstellung langer Karrenreihen fällt also fort. Der Betrieb ist folgender: Am Ende der festen Bahnen für Hin- und Rückfahrt liegt am Dammkopfe ein diesen ganz bedeckender

Bohlenbelag, die Pritsche, von zwei bis drei Karrenlängen, welche jeder Karre die Auffahrt an jeder Stelle der Kopfkante ermöglicht. Am Ende der Pritsche liegt eine starke Bohle oder ein Baum, um zu verhindern, dass die, meist mit grosser Geschwindigkeit ankommenden Karren vom Damme laufen, gleichzeitig zur Erleichterung des Kippens. Bei Handkippkarren sind auf der Pritsche zwei bis drei Mann angestellt, welche Pritsche und Bahnen nach Maßgabe des Fortschrittes des Dammes vorbauen, und aus den ankommenden Karren die beweglichen Kopfbretter während der Auffahrt ausheben. Der Vorarbeiter weist jeder Karre die Seite an, wo sie kippen soll. Bei Pferdekippkarren braucht man 5 bis 10 Mann auf der Pritsche, welche die beiden von einem Pferde gezogenen Karren loskuppeln, die Kopfbretter ausheben, dem Pferde beim Wenden des einen Karrens helfen, den andern selbst wenden, kippen und schliesslich die Wagen zur Rückfahrt fertig machen und kuppeln. Das Kippen erfolgt vorwiegend durch die Trägheit der beladenen Karren, deren Schwerpunkt nach der Förderkraft zu dicht vor und etwas über der Achse liegt, so dass der Kasten überschiefst, wenn die Räder gegen den Baum am Ende der Pritsche stoßen.

3. Bei Förderung auf Schienengleisen

wird die Kopfschüttung in verschiedener Weise ausgeführt.

In England legt man am Dammkopfe eine der Breite entsprechende Anzahl von Gleisen — bei zweigleisigem Damme meist 4 — neben einander, welche mit Weichen an das Hauptgleis anschliessen. Ihre Länge beträgt etwa 40 m und an ihrem Ende ist ein Hinderniss, meist eine Querschwelle, befestigt. Der angekommene

Fig. 31.

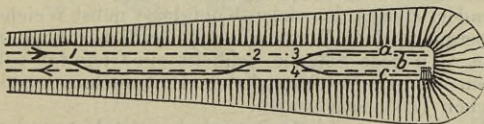


Fig. 32.

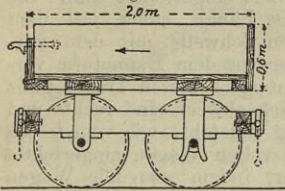
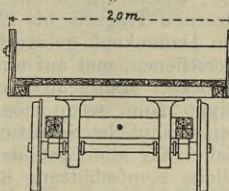


Fig. 33.



volle Zug wird ganz zerlegt, und dann werden die einzelnen als Vorkipper eingerichteten Wagen von Pferden in die Kopfgleise gezogen, an deren Enden sie beim Anstoßen an das Hinderniss von selbst nach vorn kippen. Die leeren Wagen werden zurückgezogen und wieder gekuppelt. Durch die zweimalige Fahrt über das Kopfgleis entsteht ein beträchtlicher Zeitverlust zwischen je zwei Entladungen auf einem Gleise; diese Art ist also nur

bis zu bestimmter mässiger Grenze zu beschleunigen und sie bedingt viel Bewegung durch Pferde. Auch wenn die Förderung nicht mit Maschinen geschieht, ist eine ähnliche Anlage am Kopfe zu treffen, da auch die von Menschen oder Pferden bewegten Wagen nicht auf einer glatten Pritsche laufen können.

Ein Beispiel neuester Zeit für eine derartige englische Kopfschüttung, bei der die Verwendung von Pferden vermieden und die Zahl der Arbeiter auf das geringste Maß beschränkt ist, zeigen die Fig. 31 bis 33.

Die Förderung erfolgt in den in Fig 32 und 33 dargestellten Vorkippern durch Lokomotiven, und die Zuglokomotive besorgt auch das Kippen. Am Dammkopfe liegen 3 Gleisstumpfe *a*, *b* und *c* von denen zur Zeit immer nur einer (*c*) eine Pritsche mit Anlaufschwelle aus alten Bahnschwellen erhält; auf der Pritsche steht der Vorarbeiter mit einem Gehülfen zum Ordnen der Pritsche und der Schüttung; ausserdem ist ein Junge mit Weichenstellen beschäftigt. Dicht hinter den Stumpfen ist ein Ausweichgleis 1—2 angebracht.

Die schiebend mit Führer und einem Gehülfen ankommende Lokomotive schiebt den vollen Zug in einen der beiden gerade nicht benutzten Stumpfe, wo der Pritschenarbeiter alle Wagen loskuppelt. Nun zieht die Lokomotive den letzten mit ihr gekuppelten Wagen vor 3, der auf der Bufferbohle stehende

Führergehülfe hebt den Haken mittels einer Schnur aus, und nun wird der Wagen durch 4 nach der Pritsche gestoßen, wo sein Kasten in Folge der in Fig. 32 und 33 dargestellten Bauart um die Vorderachse aufkippt, nachdem der Vorarbeiter den Befestigungshaken der Kopfwand im Anfahren losgeschlagen hat. Der entleerte Kasten fällt zurück und setzt sich mit Gabellagern selbst wieder auf die Hinterachse; die Kopfwand wird wieder unter den Haken geschlagen. Inzwischen ist die Lokomotive zur Pritsche gefolgt; der Arbeiter hängt den Kuppelhaken ein und der Wagen wird nun zurückgezogen, wobei der Vorarbeiter mit Keilen und Brecheisen für richtige Eingleisung sorgt. Bei der Rückfahrt hängt der Führergehülfe von der Bufferbohle aus die Kuppelung kurz bevor 2 erreicht wird los, die Lokomotive fährt scharf an in das gerade Gleis 2—1, während der leere Wagen durch die schnell ungelegte Weiche 2 in das Nebengleis 2—1 läuft, wo er an die schon geleerten Wagen angekuppelt wird.

Die Lokomotive führt nun dasselbe mit dem nächsten Wagen aus, bis der ganze Zug leer in 2—1 steht; sie setzt sich dann von 1 aus vor diesen und fährt ihn zur Ladestelle zurück, einem neuen Platz machend.

Am Dammkopfe sind also mit dem hier verbleibenden Führergehülfen 3 Mann und 1 Junge thätig. Die Entleerung eines Wagens dauert im Durchschnitte $1\frac{1}{2}$ bis 2 Minuten.

Derartige Kopfschüttungen sind nur ausführbar, wenn ausschließlich die in Deutschland nicht sehr beliebten Vorkipper verwendet werden. Mit Seitenkippern kann man Kopfschüttungen zunächst herstellen, indem man in Gusseisenrahmen verbaute Drehscheiben auf Unterschwellungen auf dem Dammkopfe lagert, und zwar bei breiteren Dämmen deren zwei neben einander. Das Verschieben der Scheiben ist nicht zeitraubender, als das der vielen Kopfgleise nebst Weichen bei der vorigen Art; der Uebergang eines Wagens nebst seitlicher Kippung vollzieht sich dagegen schneller. An jede Scheibe schließt ein Gleis für volle und ein solches für leere Wagen an. Die so entstehende Endgabelung ermöglicht zugleich einen sehr einfachen Lokomotivbetrieb.

Weiter ist die Kopfschüttung mit Seitenkippern möglich unter Verwendung beweglicher Sturzgerüste, welche für je ein Gleis eingerichtet sind. Sie bestehen aus gewöhnlich hölzernen Trägern bis 25^m Länge, ruhen mit dem hinteren Ende auf einer in den Dammkopf gelagerten Schwelle, mit dem vorderen auf einem mit Rollen versehenen, und auf einer vor dem Dammfusse verlegten Bohlenbahn laufenden Bocke. Man schiebt entweder diesen Träger ganz voll beladener Wagen und kippt dann, wenn möglich abwechselnd rechts und links, seitlich, wobei dann eine ähnliche Schüttung entsteht, wie vom festen Gerüste; der Träger muss dabei für die Last der vollen Wagen eingerichtet sein. Oder man stellt eigentliche Kopfschüttung her, indem man alle Wagen auf dem hinteren Trägerende unmittelbar auf die Kopfböschung kippt und den Träger nur zur vorläufigen Aufnahme der leeren Wagen benutzt; er kann dann leichter und länger sein. Will man breite Dämme in dieser Weise betreiben, so muss man mehrere solcher Träger neben einander von der Kopfkante aus vorstrecken; von einem aus ist höchstens ein eingeleisiger Eisenbahndamm vorzutreiben. Da solche Gerüste für ganze Zuglängen selbst unter Einfügung einer Mittelstütze nicht einzurichten sind, so rufen sie gleichfalls die Auflösung des Zuges und regelmäßige Bewegungen einzelner Wagen hervor. Ihre Verrückung nach Fertigstellung eines kurzen Dammtheiles erfordert gleichfalls erheblichen Zeit- und Kraftaufwand; man verwendet dazu Winden.

Es zeigt sich somit, dass für die Förderung auf Schienengleisen keine der Kopfschüttungsarten eine völlig befriedigende Lösung ergibt, sie werden daher in Deutschland auch selten bei dieser Förderungsart ausschließlich verwendet.

4. Bauwerke im Damme.

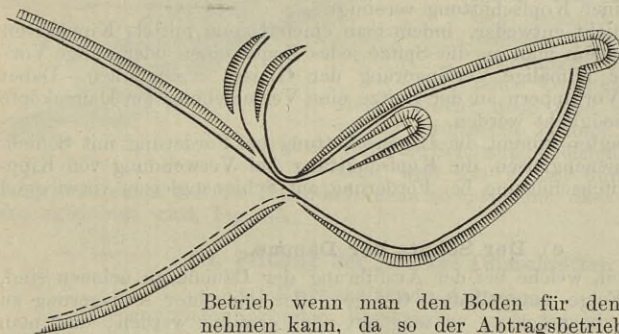
Beim Einschütten von Bauwerken muss man diese auf Rüstungen überschreiten, da einerseits das Vortreiben der Kopfschüttung von einer Seite her gegen ein Bauwerk in den meisten Fällen dessen Zerstörung bedingt, anderseits die Verfüllung der Bauwerke auch bei Kopfschüttung in dünnen, wagrechten, abgestampften Lagen erfolgen soll. Für diese ist eine Schiebkarren-

förderung einzurichten, welche den Boden zur Hinterfüllung am Fusse der Kopfschüttung entnimmt. Betreibt man diese Lagenschüttung unter Umgehung des Bauwerkes so, dass dieselbe in dem Augenblicke, wo der vorrückende Dammkopf das Bauwerk erreicht, dieses bereits von beiden Seiten völlig gedeckt hat, so wird das Gerüst entbehrlich. Doch soll man die schiefe Belastung von Gewölben auch dann noch mit Vorsicht vornehmen, bei hohen Dämmen z. B. über dem Bauwerke eine Schüttung in mehreren Geschossen einführen, auch wenn der Damm sonst in ganzer Höhe vorgetrieben wird, oder einen ganz schmalen Damm gegen besonders starke Punkte des Bauwerkes — die Stirnmauern und Flügelsätze — vortreiben und diesen durch Seitenschüttung über die Länge des Bauwerkes hin erbreitern.

γ. Vereinigung der Kopf- und Lagenschüttung.

Eine Vereinigung der Kopf- und Lagenschüttung kommt bei breiten Dämmen, oder in den breiten Theilen hoher Dämme nicht selten vor, wenn die Förderung zur Lagenschüttung auf Arbeitsgleisen geschieht, dabei aber das Anschütten des Beginns der Lagen mittels Arbeitszügen und Heben des Gleises auf diesen Anfang vermieden werden soll. Man treibt dann einen Kopf mittels Kippkarren und Kopfschüttung vor, legt auf diesen das Schienengleis und weitet die

Fig. 34.



Lage durch seitliches Kippen und Verschieben des Schienengleises aus, während der Kopf weiter getrieben wird. Auf der Lage beginnt man nach einiger Zeit den Kopf für die nächste Lage, Fig. 34. Am günstigsten gestaltet sich der

Betrieb wenn man den Boden für den Kopf seitlich entnehmen kann, da so der Abtragsbetrieb nicht durch die Kippkarren gestört wird; das Vortreiben des Kopfes erfolgt am besten an einer Dammkante, da dann der Kopf der höheren Lage dem Verschieben des Gleises auf der untern nicht hinderlich werden kann.

δ. Die Seitenschüttung.

Die Seitenschüttung unterscheidet sich von der Lagenschüttung nur dadurch, dass sie mittels seitlichen Kippens den ganzen Damm in einer Höhe in Angriff nimmt. Sie liefert Dämme aus einzelnen Schüttschichten, welche nach dem Ruhewinkel des Schüttbodens quer zur Dammaxe geböschet liegen, daher das Bestreben haben, seitlich abzurutschen. Offenbar liefert sie die wenigst sicheren Dämme, und ist daher überhaupt nur bei bestem Schüttboden zulässig. Zerlegt man den Damm für Seitenschüttung in mehrere Geschosse, so geht sie mehr und mehr in eine Lagenschüttung über.

Die Seitenschüttung ist für sich allein und ohne besondere Hilfsmittel nicht ausführbar, da man nur dann für die volle Höhe seitlich entladen kann, wenn man oben vorher Platz zum Aufstellen der zu entladenden Wagen geschaffen hat. Es kann somit die Seitenschüttung nur zu seitlicher Erbreiterung schmaler Dämme verwendet werden, und es entstehen dann Querschnitte deren Fügung in Fig. 27 veranschaulicht ist. Nur bei Dämmen auf starkem Querhänge, welche auf einer Seite die Höhe = 0 haben, oder bei gemischten Querschnitten (Anschnitten) kann man die Arbeit gleich mit Seitenschüttung einleiten. Ein großer Vorzug der Seitenschüttung liegt darin, dass man die längsten Züge ohne Verschieben und Abkuppeln von Wagen bei ihrer Verwendung auf einmal entladen kann; sie giebt daher raschen Fortschritt, und ist trotz des erzielten minder guten Dammes sehr beliebt.

Mit der Kopfschüttung hat die Seitenschüttung den Vortheil gemein, dass wegen Herstellung der vollen Dammhöhe von vorn herein übermäßige Gefälle nicht vorkommen.

1. Schiebkarren

gestatten die Seitenschüttung. Da aber durch das seltene Verlegen der leichten Bahn bei Seitenschüttung gegenüber der Lagenschüttung nur unbedeutend gespart wird und starke Gefälle für Schiebkarren eher günstig als ungünstig wirken, so wird man in Anbetracht des bessern Ergebnisses bei Verwendung von Schiebkarren wohl stets der Lagenschüttung den Vorzug geben.

2. Kippkarren

schließen die Seitenschüttung aus, denn es wäre nicht durchführbar, die Karren an beliebigen Stellen der Bahn um 90° zu drehen, und von der Bahn in den weichen Boden zu schieben, um sie entladen zu können.

3. Bei Förderung auf Schienengleisen

allein hat die Seitenschüttung den wirklichen Vortheil, schnelle Entladung der Züge zu ermöglichen. Sie kann jedoch im allgemeinen nur so angewendet werden, dass man von festen oder beweglichem Sturzgerüste zuerst einen schmalen Damm in voller Höhe vortreibt, und diesen seitlich ausweitet, oder dass man sie mit einer Kopfschüttung vereinigt.

Letzteres geschieht entweder, indem man einen Damm mittels Kippkarren voran treibt, oder indem man an die Spitze jedes Zuges einen oder einige Vorkipper setzt, welche allmälige Verlängerung der Gleise ermöglichen. Dabei muss bei mehreren Vorkippern an der Spitze eine Verschiebung am Dammkopfe mittels Weichen ermöglicht werden.

Nach dem Gesagten kommt die Lagenschüttung bei Förderung mit Schiebkarren und auf Schienengleisen, die Kopfschüttung bei Verwendung von Kippkarren und die Seitenschüttung bei Förderung auf Schienengleisen vorwiegend zur Ausführung.

e) Der Schutz der Dämme.

Die Rücksichten, welche bei der Ausführung der Dämme zu nehmen sind, um Zertsörung in Folge mangelhaften Gefüges oder schlechter Auflagerung zu verhüten, sind oben besprochen; es mag nur noch erwähnt werden, dass man bei Seitenschüttung in durchlässigem Untergrunde wohl nach Fig. 27 kleine Stützgräben auswirft, um dem Bestreben zur seitlichen Bewegung entgegen zu wirken; diese Anordnung wird noch wirksamer, wenn man den Graben unten am Rande des Dammes zieht, und einen kleinen Damm aus gestampftem Thon mit seinem untern Theile in denselben hineingreifen lässt.

Mittel, welche gegen Bewegungen mitsammt dem Untergrunde zu werden sind; werden weiter unten unter „Rutschungen“ besprochen werden.

Die hier zu besprechenden Mafsregeln beziehen sich vorwiegend auf den Schutz gegen den äufsern Angriff des Tagewassers, oder von Hochwassern.

Zu ihnen gehört zunächst die Anlage einer genügenden Zahl von Durchlässen mit reichlicher Weite, um das sich quer gegen den Damm bewegende Wasser nicht durch denselben abzdämmen und aufzustauen. Nach diesen Durchlässen sollen offene Gräben hinführen, welche bei wagrechter Oberfläche beiderseits, bei Querhängen oberhalb dem Dammfufse entlang zu ziehen sind.

Weiter müssen die Oberflächen der Böschungen vor dem herabströmenden Regen, wenn sie aus Sand bestehen auch vor Wind geschützt werden. Das beste Mittel gegen Regen und Wind ist thunlichst schnelle Erzeugung einer dichten Pflanzendecke. Am sichersten hält gute Grasnarbe den Damm, deren Anbau aber vorher gehende Bedeckung der Böschungen mit mindestens 15^{cm} Mutterboden verlangt, auf welchem die Grasnarbe durch Besäen, und noch schneller durch Bedecken mit Rasenplacken, wenn diese vorhanden sind, erzielt wird. Auch Futterkräuter, z. B. Klee werden wohl angebaut.

Ist kein oder nur wenig Mutterboden vorhanden, so bepflanzt man die Böschungen mit Ginster, Stachelginster, oder bei Sanddämmen mit Akazien

oder Strandhafer. In Böschungen welche aus leicht verwitternden Massen z. B. zerkleinertem, losem Thoschiefer bestehen, setzt man auch wohl Flechtzäune in Rautenmuster ein, um das Herabrieseln in kleinen Mengen aufzuhalten. Besonders steile oder gefährdete Dammtheile, z. B. Anschlusskegel an Bauwerke, deckt man mit Kopfrasen, d. h. einem Belage mit Rasenplacken, in welchem

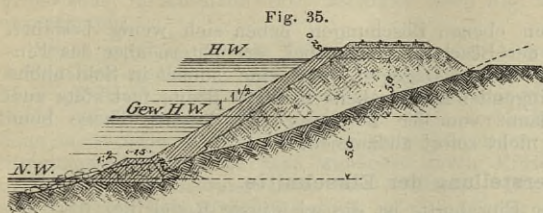


Fig. 35.

die Placken auf der hohen Kante dicht aneinander stehen, oder auch durch Pflasterung.

Dämme an Flussufern sind in der Regel dem Hochwasser ausgesetzt; hier sind Abpflasterungen mit tief eingreifenden, zu diesem Zwecke bei Boden-

schüttungen sorgfältig zu sammelnden Steinen wo möglich lagerhaften — mit der Neigung 1:1 — 1:1½, das beste Schutzmittel, Fig. 35; dem Pflaster giebt man unten einen in den Boden greifenden Steinfuß, um das Hinausschieben zu verhindern. Steilere Böschungen können in regelrechtem Trockenmauerwerk herge-

stellt werden; doch sind sie für dem Hochwasser ausgesetzte Dämme nur zu empfehlen wenn die Schüttung größtentheils aus Stein besteht, weil das Wasser durch die Bekleidung

dringt, und einen weichen Dammkern dann so aufweicht, dass die steile Böschung hinausgedrängt wird, Fig. 36.

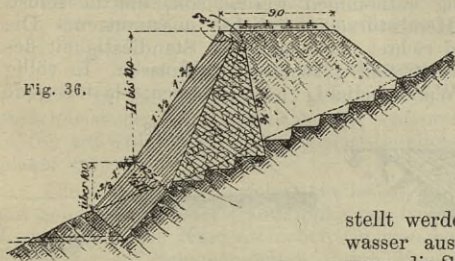


Fig. 36.

III. Bildung der Abträge (Einschnitte).

a) Vorbereitende Arbeiten.

Die vorbereitenden Arbeiten beschränken sich hier in der Regel auf das Aussetzen der Grasnarbe und des Mutterbodens. Ist Quergefälle vorhanden und zu fürchten, dass zeitweise Tagewasser auf diesem niedergeht, so empfiehlt es sich, letzteres durch einen auf der Bergseite oberhalb des Einschnittsrandes gezogenen Graben von vorn herein abzufangen.

b) Die Gestalt der Einschnitte.

Die Gestalt der Einschnitte hängt in erster Linie von dem Zwecke ab, für welchen sie hergestellt werden, sowie von den zu sicherer Entwässerung erforderlichen Anlagen, dann aber von den Eigenschaften der Bodenarten, welche sie durchschneiden.

Die Böschungen werden in losen Bodenarten angelegt wie die der Dämme; namentlich müssen Lehm und lose Mergelböschungen flach liegen, höchstens in 1:1½. Guter Thon gestattet Böschungen von 1:1; in Fels können die Böschungen je nach Schichtung, Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Gesteines erheblich steiler, bis zur Lotbrechten, hergestellt werden. Schräges Einfallen der Schichten kann die Wahl einer unsymmetrischen Einschnittswand zur Folge haben, wie Fig. 37 erläutert. In an sich festem aber leicht verwitterndem Fels, z. B. Sandstein mit schwachem Bindemittel aber wenig Lagern, ist die lothrechte Abarbeitung oft günstiger, als die Herstellung einer Böschung, weil erstere besseren Schutz gegen Regen gewährt; selbst schwache Unterschneidungen können in sicherem Gestein zum Schutze der Schichtenköpfe dienen.

Liegen verschiedene Bodenarten über einander, so ergibt sich eine gebrochene Böschungslinie, oben im loseren Boden flach, unten im festeren steil. Im Brechpunkte wird dabei nicht selten eine 30—50 cm breite Berme angeordnet, um zu verhindern, dass oben sich etwa lösende kleinere Massen unmittelbar

über den Rand der steilern Böschung abstürzen. Solche Schutzbermen versteht man auch wohl mit kleinen Längsgräben, um das von oben kommende Wasser schon hier abzufangen.

Bei Fels mit verschiedenen widerstandsfähigen Schichten lässt man die festeren wohl zum Schutze der loseren etwas vorspringen, höhlt die loseren aus und setzt gutes Mauerwerk ein.

Bermen in gewöhnlichen ebenen Böschungen haben sich wenig bewährt. Sie tragen zur Haltbarkeit der Böschung wenig bei, erleichtern aber das Eindringen des Tagewassers in diese. Dagegen wird eine solche in Sohlenhöhe ausserhalb des stets anzubringenden Randgrabens in 50 cm Breite fast stets ausgeführt, Fig. 58 und 59, damit von der Böschung sich lösende Theile beim Herunterrollen den Graben nicht sofort abdämmen.

c) Herstellung der Einschnitte.

Bei der Herstellung der Einschnitte ist die wichtigste Regel die, dass der Boden stets am Fusse einer Böschung entnommen werden soll, um die selbstthätige Lösung des Bodens durch Herabstürzen möglichst auszunutzen. Die Höhe und Steilheit der Angriffswand richtet sich nach der Standfestigkeit des Bodens, da die Arbeiter am Fusse vor Gefahr geschützt sein müssen. In völlig losem Boden kann man daher die Wand beliebig hoch arbeiten, da hier jede

Fig. 37.

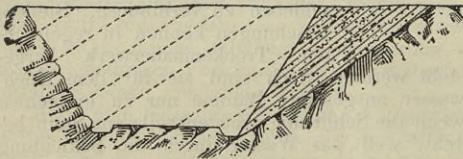
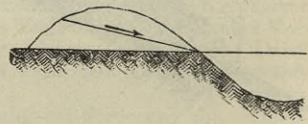


Fig. 38.



entnommene Masse sofort nachrutscht, der plötzliche Sturz grosser Mengen also ausgeschlossen ist; ebenso kann man hohe Wände auch im völlig festen Felsen stehen lassen. Alle dazwischen liegenden Bodenarten stehen in hohen Wänden unsicher, eine für den Arbeiter noch genügend übersehbare Höhe ist etwa 4 m.

Ferner soll man sich beim Angriffe eines Abtrages nicht in einen engen tiefen Schlitz hineingraben, da die Leistungsfähigkeit in dem engen Raume, wo die Fördergefässe ungenügenden Platz finden, und Lösung und Förderung sich gegenseitig stören, wesentlich beeinträchtigt wird. Man soll vielmehr bestrebt sein, von vorn herein lange Angriffswände zum Aufstellen langer Reihen von Fördergefässen am Fusse zu gewinnen, und den Angriff so anordnen, dass diese Länge stets rechtzeitig vergrößert wird. Der günstigste Gang eines Angriffes ist daher unabhängig von der Förderart bei Lösung mit Handarbeit etwa folgender: Man lege zunächst eine lange Fahrt über den ganzen Abtrag, oder bei grosser Länge wenigstens einen beträchtlichen Theil desselben; ist der Abtrag Anschnitt, so lege man für Längsförderung eine Fahrt annähernd in die Linie, in welcher die Sohlebene im Hange ausschneidet, und bei tiefem Ansnitte gleichzeitig noch mehrere in Höhenabständen gleich der herzustellen Höhe der Angriffswände; bei starkem Quergefälle wird man auch im Einschnitte in gleicher Weise mehrere Stufen zugleich angreifen. Man hebe nun neben der Fahrt den Boden aus und verlade ihn in die Fördergefässe. Ist so ein zur Anlage einer Fahrt genügender Graben erzielt so lege man die Fahrt in diesen hinein, bei Einschnitten durch Umlegen, Untergraben oder bei Ansnittstufen durch seitliches Verschieben, und arbeite nun eine Schicht von der Höhe der angeschnittenen Wand ab, indem man das Gleis der seitlichen Verückung der Wand entsprechend verschiebt. Nachdem so in Einschnitten die Sohle des ersten Ganges in genügender Breite frei gelegt worden ist, schneide man in sie einen zweiten Graben behufs Angriffs der zweiten Schicht ein.

Im Felsboden ist die Anordnung dieser ersten Aufschlitzung noch wesentlich abhängig von der Richtung des Einfallens der Schichten. Da jede geneigt

liegende Schicht am leichtesten zu lösen ist, wenn man sie unten anschneidet und nach oben hin aufbricht so wird man den Einschnitt zweckmäßig zuerst auf der Seite aufschlitzen, nach welcher die Schichten einfallen, in Fig. 37 links. Streichen die Schichten aber quer zur Längsrichtung, so kann das unter Umständen, namentlich bei breiten Einschnitten, Veranlassung geben, die Angriffswände in Absätzen über einander nach Fig. 29 quer über den Abtrag anzuarbeiten.

Sehr wichtig ist die Trockenhaltung des Abtrages, da durch Nässe die Arbeit sehr erschwert, und der Abtragsboden beträchtlich verschlechtert wird. Man soll daher selbst solche Abträge zunächst mit Steigung einschneiden, deren Sohle später mit Gefälle liegen soll. Der verbleibende Keil, Fig. 38, wird dann meist nach der Gefälleseite ausgebrächt werden können; muss er nach der Steigungsseite so Sorge man zunächst durch Einschneiden von Gräben für gründliche Entwässerung nach der Gefälleseite. Die Einzelheiten der Abtragsarbeit richten sich zunächst danach, ob die Lösung durch Handarbeit, oder ob sie durch Grabmaschinen geschieht, ferner, wie auch die Herstellung der Dämme, nach der gewählten Art der Bodenförderung.

α. Die Lösung des Abtrages erfolgt mit der Hand.

Bis in die neueste Zeit hat diese Lösungsart in Deutschland die nahezu ausschließliche Regel gebildet; ihr entsprechend sind daher die Angriffsverfahren auf Grundlage der Forderung thunlichst freier und ausgedehnter Angriffsplätze entwickelt.

Die Bodenlösung erfolgt bei losen Boden und kleineren Arbeiten, welche mit Schiebkarren oder Handkipkarren bewältigt werden, in der Regel mit dem Laden durch die Karrenschieber, in manchen Fällen auch noch ebenso bei der Förderung auf Schienengleisen durch Menschen. Ist der Boden hart, so dass er nicht einfach abgestochen werden kann, so ist es meist vorteilhafter für das vom Laden abzutrennende Lösen besondere Leute, Häuer, anzustellen. Bei Fels wird die Verwendung von Häuern unabweislich, und bei Förderung mit Arbeitszügen werden sie auch in loseren Bodenarten stets angestellt, um die Aufenthalte der theuern Züge möglichst abzukürzen; im letztern Falle besorgen sie, abwechselnd mit dem Lösen, wohl zum Theil oder ganz das Beladen der leeren Züge, auf denen übrigens meist Mannschaften zum Be- und Entladen mit befördert werden. Bei sehr raschem Wechsel der Züge empfiehlt es sich jedoch die Häuer nur Lösen zu lassen, und zum Be- und Entladen je eine besondere Arbeiterrotte anzustellen; es brauchen dann keine Arbeiter gefahren zu werden.

1. Bei Schiebkarren-Förderung

bedarf man für die Auffahrt der geschlossenen Karrenreihen lange Ladestellen, und da man selbst starke Gefälle (bis 1 : 10) des gewachsenen Bodens mit Schiebkarren leicht überwindet, so eignet sich hier für fast alle Fälle das oben allgemein beschriebene Verfahren des Aufschlitzens der Länge nach ganz besonders, wobei der Abtrag dann ebenso in Lagen abgearbeitet wird, wie der Damm entsteht. Ist das Gelände selbst für Karren zu steil, so kann man dasselbe ermäßigen, indem man die Fahrten in geeigneten Umwegen außerhalb der Ab- und Auftragsfläche verlegt, die erforderliche Länge also in der zur Längsrichtung des Baues winkelrechten Erstreckung gewinnt. Da solche Verhältnisse aber nur bei tiefen, daher in den oberen Theilen breiten Einschnitten vorkommen, so verdrängt man dann auch die Richtung der Aufschlitzung, und legt sie in mehreren Geschossen so an, wie in der Längsrichtung bei Anschnitten. Ein solcher mehrgeschossiger Angriff, bei dem sich die Umwege zur Verflachung des Bahngefälles von selbst ergeben, ist in Fig. 29 in Grundriss und Längsschnitt dargestellt. Je höher die Wand des Aufbruches gewählt wird, desto stelter braucht die Bahn an der Ladestelle verlegt zu werden; bei ihrer Wahl kommt also allein die Sicherheit der Arbeiter in Frage.

Übrigens bildet die Schiebkarrenförderung bei größeren Erdbauten gewöhnlich nur die Einleitung zu vollkommeneren, so dass der Angriff nicht in

der für die Karren vortheilhaftesten Weise, sondern mit Rücksicht auf die endgültige Förderungsart einzuleiten ist.

Jede Angriffsstelle hat nur eine Dielenbahn, da der Einschnittboden fest genug ist, um das Ausweichen der leeren Karren auch ohne Fahrt zu gestatten.

2. Kippkarren

verlangen insofern einen veränderten Angriff, als sie nicht in geschlossen Reihen, sondern in thunlichst gleichen Zwischenräumen einzeln fahren. An die Wände, welche wieder nach den allgemeinen Grundsätzen anzulegen sind, führt man daher eine Reihe von Zweigbahnen, welche sich erst in einiger Entfernung von der Wand zur eigentlichen Fahrt vereinigen. Nur wenn die Einschnittsohle eben und sehr fest ist, etwa in festem Thon, kann man die Karren ohne Zweigbahn zur Wand ausbiegen lassen; bei loserem Boden würde das Aufbringen der vollen Karren auf die Bahn zu viel Kraft und Zeit in Anspruch nehmen. Ein weiterer Unterschied liegt in dem beträchtlich geringern zulässigen Gefälle, welches unter Umständen zu größeren Umwegen führt. Beim Angriffe steiler Hänge muss man daher meist die den Kippkarren eigenthümliche Kopfschüttung mit Schiebkarrenförderung einleiten, um einen kurzen Dammkopf und im Abtrage Fahrten zu bekommen, welche Kippkarren-Förderung zulassen.

Zwischen Hand- und Pferde-Kippkarren besteht in allen diesen Beziehungen kein großer Unterschied; wenn der Unterschied der Geschwindigkeit nicht zu durchschlagend hinderlich wirkt, d. h. bei kurzen Förderweiten, lässt man wohl beide zusammen arbeiten.

3. Förderung auf Arbeitsgleisen

ergibt die strengste Durchführung der oben allgemein erläuterten Angriffsart, da jedoch das zulässige Gefälle noch geringer ist — äußerste Grenze etwa 1:30 — so wird bei steileren Hängen hier noch häufiger Vorarbeiten mit Schiebkarren erforderlich werden. Fig. 34 zeigt einen derartigen Angriff in dem Augenblicke, in welchem die erste Schicht durch seitliche Verschiebung des Gleises abgetrieben ist. Dabei musste der Boden auf der ganzen Zuglänge gleichzeitig vom Fusse der Wand in die ziemlich hohen Wagen geladen werden. Um diese Arbeit für den größeren Theil des Bodens zu erleichtern, lässt man am Fusse der Wand neben dem Gleis eine Bank von der Höhe der Förderwagen stehen, von welcher aus man den in höherer Lage gelösten Boden mit Gefälle in die Wagen verlädt. Nimmt die Bank beim Fortschritte der Arbeit eine unbequeme Breite an, so gräbt man sie nun neben dem Gleise weg, um dieses wieder näher an die Wand selbst rücken zu können. Soll nun die nächst unterliegende Schicht angegriffen werden, so braucht man nicht, wie bei Schieb- und Kippkarren erst einen Graben zu ziehen, indem dann das Gleis unter Einstellung des Betriebes verlegt wird, sondern man gräbt den Boden zu beiden Seiten des Gleises und im Gleise zwischen den Querschwellen ab, so dass das Gleis auf schmalen Erdpfeilern ruht; schliesslich beseitigt man auch diese in einer Zupause, legt also das Gleis in seiner Lage während des Betriebes tiefer, und zwar so lange, bis die beabsichtigte Höhe der neuen Wand frei liegt. Sind die Schichten, wie in Fig. 34 sehr breit, so kann man natürlich dieselbe Schicht auch an mehreren Stellen anschneiden, und aus ihr mit entsprechend vielen Zügen fördern.

Die Eintheilung der Schichten im Längenprofile ist in Fig. 28 dargestellt; sie ergibt sich aus dem Bestreben, durch allmälige Verflachung der Sohlenlage, so weit nöthig durch Karrenförderung, thunlichst schnell die für die Förderungsart günstigste Neigung zu erreichen, welche dann für den Rest der Arbeit beibehalten wird.

Eine ältere Art des Angriffs von großen Einschnitten auf Schienengleisen ist das Einschneiden eines schmalen Schlitzes vom Uebergangspunkte her bis auf die volle Tiefe des Einschnittes, welcher dann durch Beladen des Zuges von beiden Seiten her langsam in voller Tiefe ausgeweitet, und zugleich durch Beladen des oder der letzten Wagen vor Kopf verlängert wurde. Da der Längenfortschritt bei der stets wachsenden Tiefe und der Möglichkeit der Verladung vor Kopf nur in ein oder zwei Wagen hierbei sehr gering, der Fort-

schritt der Ausweitung in den äußern niedrigen Einschnittstheilen aber groß ausfällt, so ergibt diese Art sehr bald ungünstige Lage der Gleise und nur schwache Leistungen. Man hat sie zu verbessern gesucht, indem man den Boden vom Kopfe des Einschnittes mit Schiebkarren rückwärts auf mehrere Wagen vertheilte; dadurch wird aber wenig gewonnen und der Karrenverkehr in dem engen Raume ist wieder sehr hindernd.

Der Zugbetrieb für einen Arbeitszug besteht nur im Einfahren des leeren und Ausfahren des beladenen Zuges. In den meisten Fällen wird mit Wechselzügen gearbeitet. Dann liegt vor der Beladestelle das letzte Ausweichgleis, in welches die Lokomotive den leer ankommenden Zug zieht. Sie zieht sodann den beladenen Zug bis neben das Ausweichgleis um die Ladestelle frei zu machen, drückt den leeren Zug nach der Ladestelle, und setzt sich schließlic hinter, oder durch die letzte Ausweichstelle vor den vollen Zug um diesen thalwärts nach der Enladestelle zu schieben oder zu ziehen.

Für tiefe Einschnitte in steilen Hängen ist der englische Einschnittsbetrieb¹⁾ zu empfehlen, welcher namentlich alle die Schwierigkeiten vermeidet, welche aus der steilen Gleislage zu Beginn der Arbeit entstehen, und zugleich eine große Zahl freier Arbeitsplätze ergibt. Er wird nur bei Förderung durch Lokomotiven mit Arbeitszügen verwendet. Der Gang der Ausführung ist wie folgt: Man treibt in Sohlenhöhe einen Stollen durch die Länge des Einschnitts, bei grosser Länge mittels Schächten von mehreren Angriffsstellen aus, welcher sich bei Tunnelvoreinschnitten aus der Anlage des Richtstollens für den Tunnel von selbst ergibt; der Stollen erhält etwa 2,3^m Breite und 2,6^m Höhe, so dass er für die Wagen der Arbeitszüge befahrbar ist. Auf diesen Stollen treibt man Schächte von etwa 1,5^m Grundfläche nieder, durch welche der oben gelöste Boden in die unten aufgestellten Wagen fällt. Die Schächte werden zunächst in grösseren Abständen angelegt, so dass unten Verschiebung der Wagen während der Beladung erforderlich ist; man vermehrt aber allmählich die Anzahl derselben so, dass man thunlichst bald für jeden Wagen eine Schachtmündung erhält. Unbedingt nöthig wird die Einlegung neuer Schächte, wenn die Böschungen der alten durch das Abarbeiten so flach geworden sind, dass der Boden nicht mehr ohne Nachhülfe hinabstürzt. Am günstigsten stellen sich die Ergebnisse in ganz lockeren Bodenarten, wie Sand und Kies, weil hier eine eigentliche Lösung kaum erforderlich ist, der Boden vielmehr bei der leisesten Berührung von der Böschung in die Wagen fällt. Die Grenzen der Tiefe von welcher an diese Art vorthellhaft ist, ist am Schlusse von II, I, b S. 46 angegeben. Ueber die Einzelheiten der Ausführung, namentlich über Nothwendigkeit und Art der Auszimmerung von Stollen und Schächten muss auf die Regeln des Tunnelbaues verwiesen werden.

Unter dem Aufschlagen der stürzenden Bodenmassen leiden die Fördergefäße namentlich bei in großen Schollen brechenden Bodenarten und im Fels. In solchen Fällen lege man die Schächte in der Längsrichtung des Einschnittes mit Neigung an, so dass die Geschwindigkeit des Herabstürzens durch das Rollen auf den Schachtwänden gemässigt wird. Auch in dieser Beziehung sind die lockeren, beliebig fein zu zertheilenden Bodenarten die günstigsten.

Gleichfalls zum Zwecke der Vermeidung der Förderung auf zu steilem Gefälle sind in einzelnen Fällen geneigte Ebenen mit Seiltrieb „Bremsberge“²⁾ verwendet, thunlichst ausserhalb des Einschnittes, neben diesem in höchsten Punkte aufgestellte Bremsscheiben mit zweiarmigem Seile, mittels dessen die beladen niedergehenden Wagen die leer aufsteigenden aufziehen. Die Art des Angriffs bleibt dabei die in Fig. 28 dargestellte; man ist auch hier bestrebt die Neigung möglichst schnell zu einer für anderweite Förderung geeigneten Lage zu verflachen. In der Anordnung der Fahrten ist man bei Verwendung der Bremsberge nicht frei, da wegen der schwierigen Seilführung von der Bremse stark abweichende Fahrtrichtungen ausgeschlossen sind; mit jeder Gleisverschiebung ist auch ein Umbau der Seilführung verbunden, so dass der Fortschritt gehemmt ist. Diese Umbequemlichkeiten beschränken die Verwendung von Bremsbergen auf wenige durch besondere Umstände geeignete Fälle.

¹⁾ Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870 S. 64. daselbst 1881 S. 25. Zeitschr. des Oesterr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1880, S. 144.

²⁾ Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870. S. 64

Günstig ist z. B. eine Krümmung des Einschnittes, da dann die von der außerhalb stehenden Bremse ausgehende Seile ohne Winkelführung in die Richtung der Fördergleise gelegt werden können.

β. Die Lösung erfolgt mit Grabmaschinen.

1. Eimerketten-Gräber,

welche von oben angreifen, Fig. 16, 18, 19, 20 u. 21¹⁾ können jeden Einschnitt ohne Vorarbeit selbst beginnen; jedoch ist Vorbedingung für ihre Verwendung, dass der Boden in der ganzen Einschnittsbreite nahezu völlig eben und der Länge, wie der Quere nach so flach liegt, dass der Anlage der Gleise für den Gräber und die Förderung keine Schwierigkeiten im Wege stehen; geringe Unebenheiten werden dabei für die oberste Schicht nicht zu umgehen sein. Es wird zunächst eine Schicht von der dem Gräber und der Bodenart entsprechenden Tiefe abgearbeitet, wobei die Gleise für den Gräber und die Förderzüge seitlich verschoben werden. Vor der Ladestelle muss die zu dem oben beschriebenen Zugbetriebe nöthige Ausweichstelle angelegt sein. Nach Abarbeit der ersten Schicht wiederholt sich nach Umlegung der Gleise auf die Sohle derselben, der gleiche Betrieb für die nächste; hier sind die Verhältnisse dann für die Anlagen günstiger; jedoch entsteht hier die Schwierigkeit, dass die Grabmaschine in jeder nach der ersten folgenden Schicht die Bank, auf der ihr eigenes, wie das Gleis der Förderzüge zuletzt gelegen hat, nicht mehr selbst weggraben kann. Diese muss durch besondere Mittel beseitigt werden, entweder indem man die kurze Leiter für Arbeit gegen den Berg einlegt, was zu bedeutenden Verzögerungen führt, oder indem man diese Bank mit Handlösung oder einer besonderen, gegen den Berg arbeitenden Grabmaschine abarbeitet, oder indem man eine Grabmaschine verwendet, welche gleichzeitig nach unten und gegen den Berg zu arbeiten vermag¹⁾; dass diese letzte Maschinenart nicht sehr zweckmässig erscheint, wurde schon unter II, I, a, 7, 3 S. 42 erörtert. Die beträchtlichen Schwierigkeiten der Beseitigung dieser Restbänke verschwinden nur, wenn man die ganze Einschnittstiefe in einem Gange ausheben kann, da die letzte Lage der Gleise dann neben die Einschnittskante fällt, wo selbstverständlich das Recht vorübergehender Benutzung des Landes zu erwerben ist. Diese Bedingung wird jedoch nur bei Kanalbauten im Flachlande mit Regelmässigkeit erfüllt, bei Strafsen- und Bahnbauten dagegen selten.

Bei Eisenbahn- und Strafsenbauten, sowie bei Kanalanlagen im Hügellande und Gebirge, steht der Verwendung der nach unten arbeitenden Eimerketten-Gräber auch das Hinderniss entgegen, dass in den weitaus meisten Fällen die Oberfläche nicht eben genug ist, und die Massen für die Ausführung ausgedehnter Hilfsarbeiten nicht beträchtlich genug sind. In ausgedehntem Malse ist diese Maschinenart daher beim Aushube weiter Kanaleinschnitte — am Suez-, Panama-, Manchester- und Nord-Ostsee-Kanal — zur Anwendung gekommen.

2. Eimerketten-Gräber für Angriff von unten

sind für unregelmässig gestaltete Bodenoberflächen geeigneter, da man höchstens eine Bahnbreite auf die Länge der Grabmaschine vorzubereiten braucht, von der aus sich dann der Gräber selbst den weitem Raum frei macht. Gräber für ausschliesslichen Seitenangriff gegen den Berg, welche aus den neuern für Arbeit nach unten durch Einwechseln der kurzen Leiter herzustellen sind, Fig. 17, 18, 19, können dabei nicht auf Gleisen verwendet werden, welche in der Längsrichtung liegen, weil der Gräber sein Gleis vor Kopf nicht frei arbeiten kann; man muss dann also die Verlängerung des Angriffs auf andere Weise herstellen. Lässt man dagegen den Gräber auf Gleisen arbeiten, welche nach Art der Fig. 29 quer zur Längsrichtung angeordnet sind, so bedarf er keiner besondern Hilfsarbeit. Bei schmalen Einschnitten wird eine derartige Anlage selten möglich sein, es beschränkt sich daher bei Strafsen- und Eisenbahnbauten

¹⁾ Vasset, Les Annales des Travaux Publics. 1885. VI. S. 1265.

die Verwendbarkeit dieses Gräbers auf den Längsgriff ausgedehnter Anschnitte, wie sie z. B. bei der Einebnung von Bahnhofsflächen vorkommen. Der Zugbetrieb ist ähnlich wie bei dem von oben anzugreifenden Eimerketten-Gräber.

Drehbare Gräber für Seiten- und Kopfgriff nach Fig. 21, 22 und 23 sind auch zum Längsgriffe enger Einschnitte geeignet. Man kann hier die Angriffsweise verwenden, welche in II, III, c, a, 3, S. 60 u. 61 als ältere und wenig geeignete für den Angriff mit Förderung auf Schienengleisen und Handlösung bezeichnet wurde, da die Schwierigkeit der Verlängerung des in voller Tiefe vorgetriebenen engen Schlitzes hier wegfällt. Das Laden erfolgt bei diesen Gräbern durch Förderbänder am hinteren Gräberende seitlich in den langsam vorrückenden Förderzug, oder wenn hier für Anlage der Fördergleise kein Platz ist, gerade oder schräg nach rückwärts in die einzeln unter die Ladestelle zu schiebenden Wagen. Diese Gräber haben meist genügende Ausladung um Einschnitte von 12 bis 13 m oberer Breite und 5 bis 6 m Tiefe in einem Gange ausheben zu können, so dass kleinere eingleisige Eisenbahneinschnitte durch eine Aufschlitzung hergestellt werden. Dabei bleiben an den gekrümmten Böschungen oben Keile stehen, welche leicht mit der Hand zu lösen sind. Fig. 39 zeigt die Einrichtung eines solchen Betriebes unter der Annahme, dass

Fig. 39.

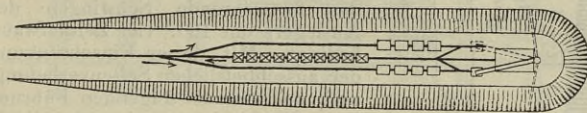
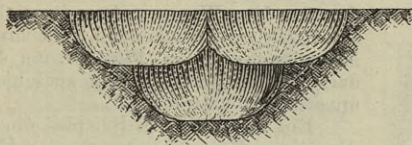


Fig. 40.

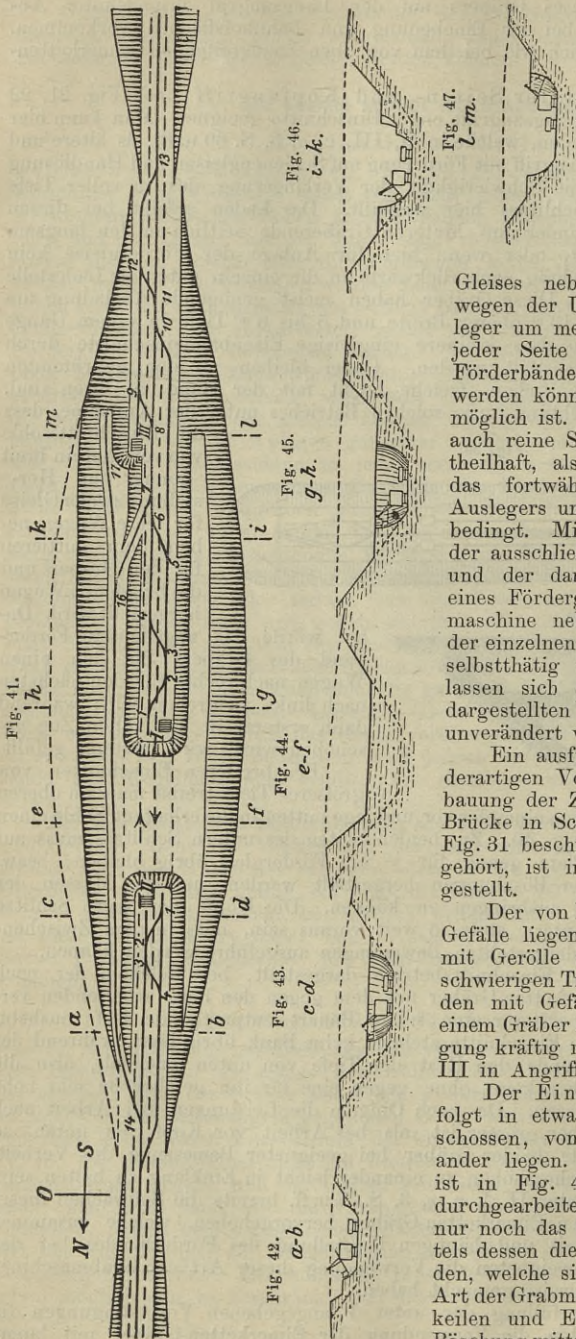


bei würde das angedeutete Förderband des Gräbers für den einen Wagen nach rechts für den nächsten nach links zu drehen sein; während dann ersterer in den vollen Zug geschoben wird, wird letzterer gefüllt. Bei breiteren Einschnitten von größerer Tiefe treibe man im oberen Theile zwei Schlitz neben einander vor, und lege mitten in die erhaltene Sohle einen dritten Schlitz ein, Fig. 40. Zu beiden Seiten des untern Schlitzes muss auf der Sohle der obern Platz genug für je ein Fördergleis übrig bleiben, bezw. durch Nacharbeiten der Böschungen hergestellt werden, um die Massen der oberen Böschungskeile ausbringen zu können. Die Köpfe der obern Schlitz müssen vor dem des untern stets so weit voraus sein, dass in dem Zwischenraume die in Fig. 39 dargestellten Bewegungen ausgeführt werden können.

In Fig. 21 ist ein Einschnittsbetrieb dargestellt, bei welchem der nach unten arbeitende Eimerketten-Gräber mit dem gegen den Berg arbeitenden vereinigt vorgeht, indem ersterer eine seiner Bauart entsprechende Tiefe ausbeutet, und zuletzt neben dem Einschnitte stehend keine Bank übrig lässt, während der gegen den Berg arbeitende den Rest der Tiefe von unten nachholt, also die ganze Breite frei machen kann, ohne gegen eine für ihn gefährliche sehr hohe Wand arbeiten zu müssen. Da nach Obigem die Leistungen bei Arbeit nach unten von der Seite her grösser ist, als bei Arbeit vor Kopf von unten, so werden die Fortschritte beider Gräber bei geeigneter Bemessung des Verhältnisses der beiden Geschosshöhen zu einander leicht in Einklang zu halten sein.

Uebrigens sind unter II, I, a, 7, 3, S. 37 u. ff. bereits die Schwächen dieser gegen Berg arbeitenden Eimerketten-Gräber hervorgehoben, welche zusammen mit der Empfindlichkeit und häufigen Umstellung des Förderbandes bei den zur Arbeit vor Kopf geeigneten die Verwendung dieser Art von Grabmaschinen zu einer seltenen Bauweise gemacht haben.

Ist wegen Nichterfüllung der unter 1 angegebenen Vorbedingungen für Seitenarbeit nach unten die Verwendung der Eimerketten-Gräber mit langer



Leiter unthunlich, so führt man die Arbeit gegen den Berg besser namentlich in England und Amerika regelmäßig, durch die

3. Schaufelgräber aus, Fig. 12, 13, 14, 15. Der Betrieb mittels Schaufelgräber bedingt die Anlage eines

Glaises neben dem Gräber, weil wegen der Unmöglichkeit, den Ausleger um mehr, als etwa 125° nach jeder Seite zu drehen, und weil Förderbänder nicht angebracht werden können, nur Seitenverladung möglich ist. Aus diesem Grunde ist auch reine Seitenarbeit weniger vorteilhaft, als Arbeit vor Kopf, weil das fortwährende Schwingen des Auslegers um 180° viel Zeitaufwand bedingt. Mit dieser Einschränkung der ausschließlichen Seitenverladung, und der daraus folgenden Führung eines Fördergleises neben der Grabmaschine nebst der Verschiebarbeit der einzelnen Wagen neben der nicht selbstthätig vorrückenden Maschine lassen sich die in Fig. 39 und 40 dargestellten Vortriebsarten auch hier unverändert verwenden.

Ein ausführliches Beispiel einer derartigen Vortriebsart von der Erbauung der Zufahrtlinien zur Forthbrücke in Schottland, welche zu der Fig. 31 beschriebenen Kopfschüttung gehört, ist in den Fig. 41—47 dargestellt.

Der von Norden nach Süden im Gefälle liegende Einschnitt in Thon mit Gerölle (boulder clay) ist der schwierigen Trockenhaltung von Norden mit Gefälle nur schwach mit einem Gräber II, von Süden mit Steigung kräftig mit zwei Gräbern I und III in Angriff genommen.

Der Einschnittsgriff erfolgt in etwa 3,5 bis 4 m hohen Geschossen, von denen zwei über einander liegen. Das obere Geschoss ist in Fig. 41 bereits vollständig durchgearbeitet, auf seiner Sohle liegt nur noch das Geleis 14, 16, 17, mittels dessen die Massen gefördert werden, welche sich aus dem durch diese Art der Grabmaschinen bedingten Abkeilen und Einebnen der östlichen Böschung mittels Handarbeit ergeben.

Die im oberen Geschoße östlich belassene Bank beschäftigt die Handarbeiter so lange, bis die Maschinen im unteren Geschoße die Böschung für den Beginn der Einebnung genügend vorbereitet haben.

Die drei das untere Geschoß angreifenden Grabmaschinen stehen vor den Köpfen der normalspurigen Arbeitsgleise auf Unterschwellungen ohne Schienen und arbeiten vor Kopf (bei I und II) abwechselnd auf beiden Gleisen, beim Nachholen (bei III) stets auf einem Gleise.

Die leeren Wagen stehen auf dem Gleise hinter dem Gräber, für I also auf 2—3, bei längeren Zügen auf 2—5, und werden durch Pferde einzeln neben den Gräber gezogen. Um die hierzu nöthige Gleisverbindung 2—1 stets un-

Fig. 48.

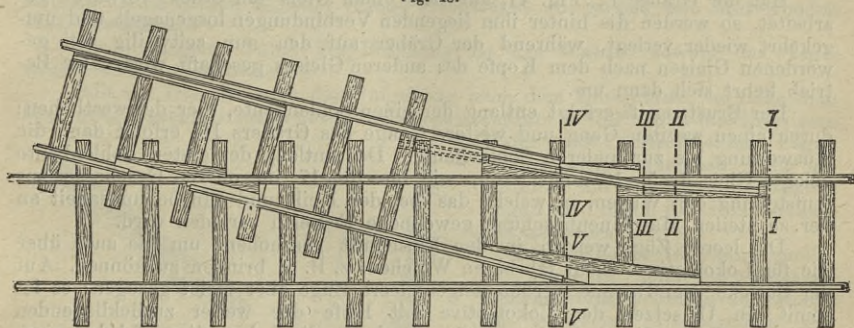


Fig. 49.
Schnitt I—I.

Fig. 50.
Schnitt II—II.

Fig. 51.
Schnitt III—III.

Fig. 52.
Schnitt IV—IV.

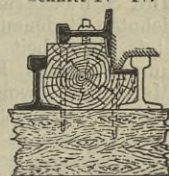
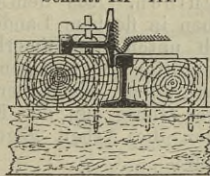
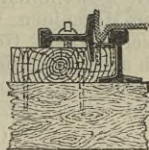
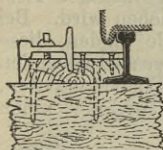
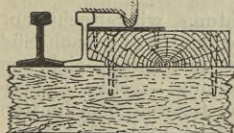


Fig. 53.
Schnitt V—V.



mittelbar hinter der Maschine halten zu können, ohne beim Umlegen etwas an der Gleislage ändern zu müssen, wird hier eine aus Schienenstücken und mit Blech benagelten Holzklötzen nach Fig. 48 bis 53 zusammengestellte Weiche verwandt, welche in der in Fig. 49 gezeichneten Anordnung unverändert bei 2, Fig. 41 verwandt werden kann, wo keine Lokomotiven und die Wagen nie im geraden Stränge verkehren. Z. B. bei 1, Fig. 41, wo die aus der Verbindung

2—1 gekommenen Wagen nach erfolgter Füllung in 1—4—6 zurücklaufen sollen, wird die Spurrinne des geraden Gleises am Herzstücke durch Ausschneiden des Laufflechtes im krummen Stränge, und an der Ablenkung aus dem geraden Gleise zwischen den Schnitten II und IV, Fig. 48, 50, 52, durch Wegfall der die Fahrchiene überquerenden Leitschiene geöffnet; dafür muss dann aber diese Leitschiene außerhalb der Weiche im Verbindungsgleise, wie gestrichelt angedeutet, verlängert werden, um die aus der Verbindung kommenden Achsen aufzufangen und in das gerade Gleis abzulenken. Für die Stelle 2, Fig. 41, gilt also die Zeichnung Fig. 48 ohne weiteres, für 1, Fig. 41, mit den angedeuteten Abänderungen. In derselben Lage wie 1, Fig. 41, ist z. B. auch 8 für den Gräber III, und 9 entspricht 2, Fig. 41. Uebrigens werden für die Verbindungen, welche längere Zeit liegen bleiben, und die von Lokomotiven befahren werden, gewöhnliche Schleppweichen verwandt.

Neben dem Gräber werden die leeren Wagen mit 3 bis 4 Füllungen des Schaufelkastens gefüllt und dann von einem zweiten Pferde im geraden Gleise nach 1—4 oder 8—11, Fig. 41 zurückgezogen. Mittlerweile hat eine mit leerem Zuge vom Damme kommende Lokomotive diesen durch 10, 6—5 oder 4—3 nach 2—3 geschoben, um sich dann bei 4 vor den vollen Zug zu hängen und diesen nach dem Damme zu fahren. Ganz gleich ist der Betrieb bei III; die hier bei 8—10 stehenden vollen Wagen werden von dem leeren Zuge für I entweder durch 10 umfahren; oder der leere Zug für I wird bei 12—13 aufgestellt, bis die vollen Wagen von 8—10 nach 11—13 vorgeholt sind. Die vollen Züge von 1—4 und 8—10, bezw. 11—13 werden gekuppelt zum Damme gefahren und ebenso kommen die leeren Wagen für III und I zusammen zurück.

Hat der Gräber I, Fig. 41, auf dem einen Gleis ein Stück vorwärts gearbeitet, so werden die hinter ihm liegenden Verbindungen losgenagelt und umgekehrt wieder verlegt, während der Gräber auf den nun zeitweilig frei gewordenen Gleisen nach dem Kopfe des anderen Gleises geschafft wird. Der Betrieb kehrt sich dann um.

Der Brustangriff erfolgt entlang der einen Sohlenkante, hier der westlichen; durch einen zweiten Gang und weitere Gänge des Gräbers III erfolgt dann die Ausweitung bis zur anderen Sohlenkante. Das entlang der ersten Sohlenkante gelegte Gleis 3—5—10 dient dann, wie 14—16—17 im oberen Geschosse zur Aufstellung der Wagen, in welche das bei der Keil- und Einebnungsarbeit an der zu steilen Maschinenböschung gewonnene Erdreich verladen wird.

Die leeren Züge werden in den Einschnitt geschoben, um sie auch über die für Lokomotiven nicht fahrbaren Weichen, z. B. 2, bringen zu können. Auf der Strecke vom Damme werden längere leere Züge aber meist gezogen; es ist somit ein Umsetzen der Lokomotive mit Hilfe der weiter zurückliegenden Weichen nötig, die als Schleppeichen auch für die Lokomotiven fahrbar sind.

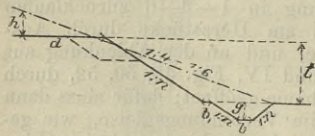
Vergleichung der Einschnittsherstellung- mit Eimerketten- und Schaufelmaschinen. Aus dem Gesagten folgt, dass man bei ausgedehnten Bodenaushüben in flachem Lande mit gewöhnlich nur mäfsiger Tiefe stets die Arbeit nach unten mit Eimerketten-Maschinen vorziehen wird. Bei kurzen, tiefen Einschnitten in welligem, zerrissenem Gelände finden diese Maschinen sowohl unmittelbar, wie namentlich auch bezüglich der ausreichenden Anlage leistungsfähiger Gleise für die Förderzüge so grofse Schwierigkeiten, dass in solchen Fällen die Arbeit gegen den Berg mit Schaufel-Maschinen zweckmäfsiger erscheint.

d) Schutz der Einschnitte.

α. Schneewälle.

Flache Einschnitte bis 3,5 m Tiefe, deren Längsrichtung winkelrecht zur herrschenden Richtung der Schneetreiben, bei uns also von Nord nach Süd läuft, sind Schneeverwehungen dadurch ausgesetzt, dass der Schnee sich von der Böschungskante der Windseite aus mit flacher Böschung — etwa 1:4 — 1:6 — unter dem Schutze der Erdböschung ablagert. Bei tieferen Einschnitten erreicht die sich gleichfalls bildende Schneewehe den Böschungsfuß nicht mehr; auch lassen die unregelmäßigen Luftströmungen in gröfseren Einschnitten den feinen Schnee nicht zur Ruhe kommen. Abgesehen von den sonstigen dem Bahnbetriebe zu Gebote stehenden Mitteln kann man diese Gefahr flacher Einschnitte beseitigen, indem man nahe der Böschungskante oberhalb derselben ein Hinderniss, also z. B.

Fig. 54.



einen Erdwall so anlegt, dass eine von der Kante desselben gezogene Böschungslinie von 1:4 bis 1:6 nicht in den benutzten Theil der Sohle einschneidet.

Legen d und h , Fig. 54, die Walkkrone gegen die Böschungskante fest, so muss sein:

$d = 4(t + h) - n(2g + t) - (b + l_1)$ bis $d = 6(t + h) - n(2g + t) - (b + l_1)$
für $t = 2,0$ m, $n = 1,5$, $b = b_1 = g = 0,5$ m und $h = 1,0$ m ist also $d = 6,5$ m bis 12, m

Schneidet diese Schneeböschung in die Einschnittsböschung ein so muss man die Fläche zwischen Wall und Einschnitt abgraben, wodurch man zugleich Boden für den Schneewall und vermehrten Raum für Schneeablagerung gewinnt.

β. Schutz der Einschnittsböschungen.

Die Einschnittsböschungen in losem Boden müssen wie die der Dämme durch Pflanzenwuchs geschützt werden; doch wird Buschwerk hier ausgeschlossen, da dieses die Einschnitte feucht hält.

Fast ausschliesslich wird hier Grasnarbe benutzt. Der dazu erforderliche Mutterboden haftet auf glatten festen Böschungen schlecht; man legt daher in solchen kleine Stufen an, oder bringt Flechtzäune an, welche dem Mutterboden Halt gewähren.

Der schlimmste Feind der Böschung ist das Wasser, sowohl das Tagewasser wie das Quellwasser.

Fällt die Oberfläche in der Umgebung nach dem Einschnitte, so ziehe man über dem Einschnittsrande einen Entwässerungsgraben, welcher in durchlässigem Boden mit wasserdichten Lagen (Thon) auszukleiden ist. Der unmittelbar auf die Böschung fallende Regen wird durch das Gras unschädlich gemacht.

Ist die ganze Böschung quellig so schneide man in geringen Höhenabständen Stufen an, welche ein schwaches Längsgefälle von 1:20 bis 1:30 in der Böschung nach dem Graben der Sohle hin erhalten, und bringe auf diese Steinpackungen auf um gleichzeitig das Herabfliessen von Wasser auf der Böschung zu vermeiden, offene Wasserzüge zu schaffen und dem Erdreich Halt zu gewähren. Diese Sickerkanäle, welche sich oft noch Rautenmustern durchschneiden, können mit dem Mutterboden überdeckt werden, oder offen bleiben,

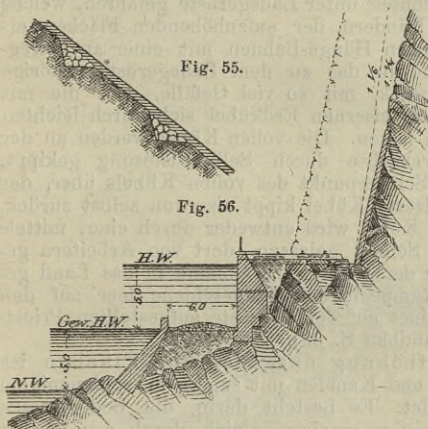


Fig. 55; für einzelne in der Böschung zu Tage tretende Quellen pflastere man Abflussmulden in der Böschung; treten sie nicht gesammelt, sondern nur durch Feuchthalten bestimmter Theile der Böschung hervor, so schlitze man die Böschung im Bereiche der nassen Stelle, nöthigenfalls bis zum Sohlengraben hinunter auf, und packe den Schlitz mit Steinen fest aus, um vor den feuchten Massen in der Böschung einen standfesten Körper zu erhalten, welcher dem Wasserabflusse nicht hinderlich ist.

Die allgemeine Behandlung von Felsböschungen ist schon unter II, III, b, S. 57 besprochen. Hier ist noch zu erwähnen, dass man besonders lose Schichten tiefer ausbricht, und den Schlitz mit gutem Mauerwerke füllt, um die losen Schichten zu schützen und zugleich eine sichere Unterstützung der festeren zu schaffen. Bei an sich standfesten aber nicht wetterbeständigen Wänden verkleidet man wohl die ganze abgearbeitete Fläche mit schützendem Mauerwerke, vgl. Fig. 56, Moselbahn).

IV. Einebenung grosser Flächen und Aushub grosser Gruben.

Die oben betrachtete Bildung langer und schmaler Dämme und Einschnitte ergibt wegen der beengten Arbeitsstellen bei weitem die schwierigsten Aufgaben des Erdbaues; bei Herstellung ausgedehnter Einebenungen und dem Aushube grosser Gruben etwa für Docks und offene Hafenbecken kann man meist die Arbeit in den verschiedenartigsten Weisen angreifen, ohne dass sich wesentliche Schwierigkeiten ergeben. Derartige Erdarbeiten lassen sich daher

nicht unter allgemeine Regeln bringen; man muss nur auch hier für schleunige Erzielung langer und zahlreicher Angriffsstellen, sowie günstige Lage und Neigung der Fördergleise sorgen. Aus den Gruben legt man wohl kleine von einer Lokomobile betriebene Seilebenen an.

Wegen der gewöhnlich in verhältnissmäßig kleinem Raume zu bewegendenden bedeutenden Erdmassen hat man für derartige Arbeiten neuerdings fast ausnahmslos Grabmaschinen verwendet; und zwar eignen sich hier die Eimerketten-Maschinen ganz besonders. Als einzelne solche Fälle mögen genannt werden: die Erdarbeiten am neuen Hauptbahnhofe in Frankfurt a. M., bei den Zollanschlussbauten in Hamburg, beim Durchstiche des Hoek van Holland an der Maasmündung, bei den Dockanlagen in Tilbury, Cobledene, Greenock bei Glasgow und bei den oben mehrfach erwähnten großen Kanalbauten.

Eine für Aufhöhungen ausgedehnter Flächen geeigneten Förderungsart, welche bei den Anschüttungen zwischen den Wasserflächen des Freihafengebietes in Hamburg verwendet ist, möge noch erwähnt werden. Der von Grabmaschinen aus den Hafenbecken bezw. zuerst eingeschnittenen Verkehrskanälen gewonnene Boden wird in Schuten unter Ladegerüste gefahren, welche in regelmässigen Abständen an den Rändern der aufzuhöhenen Flächen errichtet sind. Von diesen Gerüsten gehen Hänge-Bahnen mit einer an beweglichen Böcken befestigten Flachschiene in das zu dem Ladegerüste gehörige Schüttungsgebiet und zum Gerüst zurück, mit so viel Gefälle, dass die mit zwei Rollen auf der Schiene hängenden eisernen Erdkübel sich durch leichten Stofs auf weite Entfernungen bewegen lassen. Die vollen Kübel werden an der Entladestelle um eine wagrechte Drehachse durch Selbstausslösung gekippt, welche so angeordnet ist, dass der Schwerpunkt des vollen Kübels über, der des leeren unter ihr liegt; der entleerte Kübel kippt also von selbst zurück. Der zum Gerüst zurückgekehrte leere Kübel wird entweder durch eine, mittels Lokomobile getriebene Winde in die Schute gelassen, dort von Arbeitern gefüllt und wieder auf den obern Zweig der Bahn zum Ablaufe in das Land gehoben; oder man hebt ihn mittels Rampe in der Hängeschiene leer auf den Ablaufzweig, und füllt ihn mittels eines auf dem Gerüste aufgestellten Priestmann-Wild'schen Greifers; (vergl. Grundbau S. 39).

Ein zweites Verfahren zur Aufhöhung ausgedehnter Flächen ist mehrfach bei Baggerungen in Flüssen und Kanälen mit sandigem, schlammigem oder moorigem Untergrunde verwendet. Es besteht darin, die Bodenmassen durch Mischung mit Wasser dünnflüssig zu machen, gleich durch den Bagger oder besondere Pumpwerke über den Deich weg in Vertheilungs-Rohrleitungen zu heben, und durch deren allmälige Verlängerung und Verlegung auf die aufzuhöhenen Flächen zu vertheilen. Selbstverständlich ist dies Verfahren nur bei ganz durchlässigem Untergrunde verwendbar, der den mitgeführten Wassermassen leichten und unmittelbaren Abzug nach unten gestattet.

V. Rutschungen.

Die Rutschungen, d. h. nicht beabsichtigte Bewegungen der von den Erdarbeiten betroffenen Massen und ihre Beseitigung bezw. Verhütung sind der schwierigste zeitraubendste und nicht selten auch kostspieligste Theil der Erdbauten. Vor Beginn der Bodenbewegungen muss daher gelegentlich der Bodenuntersuchungen eine eingehende Erforschung der Wahrscheinlichkeit solcher Bewegung vorgenommen werden, und wenn irgend welche Ursachen wahrnehmbar sind, welche die Entstehung von Bewegungen erwarten lassen, so sind vorbeugende Mafsregeln vor Beginn der Erdarbeiten stets die billigsten; die Beseitigung einmal entstandener Bewegung pflegt erheblich schwieriger und theurer zu sein.

Der Grund von Rutschungen im gewachsenen Boden liegt fast ausnahmslos in undurchlässigen Schichten, meist Thon, welche von durchlässigen losen Massen überlagert sind. Das Wasser sickert bis auf eine solche Schicht ab, geht dann mit deren Einfallen zu Thale und erzeugt dabei eine seifige Fläche, deren Reibung zur Aufhebung des relativen Gewichts der überlagernden Massen nicht genügt. So lange nun die Massen in der in der Vorzeit bei der Schichtung

entwickelten Gleichgewichtslage verbleiben, sind Bewegungen ausgeschlossen; sobald man aber das Gleichgewicht durch Aufschütten eines Dammes oder Ausheben eines Einschnittes stört, treten oft die weit gehendsten Lagerungsveränderungen ein.

Ob solche Gleitflächen vorhanden sind erkennt man aus der geognostischen Bildung der Umgebung, aus Spuren früher eingetretener Bewegungen, wie alten Rissen, plötzlichen Brüchen in der Erdoberfläche, dann aus den aufgestellten Schürffregistern und schliesslich aus unmittelbarer Beobachtung. Zu letzterer eignet sich besonders die Aussteckung langer gerader Linien zwischen festen Punkten, welche die geringsten Bewegungen genau erkennen lassen.

Rutschungen kommen bei weitem am häufigsten bei Herstellung von Einschnitten vor, sind jedoch auch bei Dämmen durchaus nicht ausgeschlossen.

a) Rutschungen bei Abträgen.

Bei Abträgen entstehen Bewegungen zunächst daraus, dass man ganz lockere Massen — etwa Schutt oder Geröllhalden — anschneidet und die Böschung nicht so flach anlegen will, wie es dem Gleichgewichte der Massen

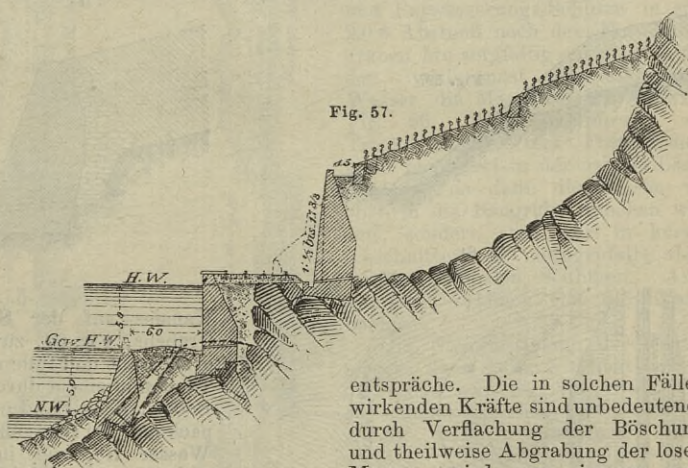


Fig. 57.

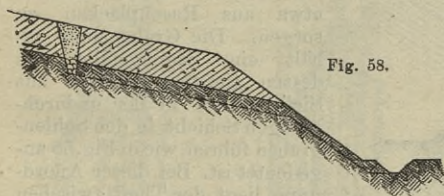


Fig. 58.

entspreche. Die in solchen Fällen wirkenden Kräfte sind unbedeutend; durch Verflachung der Böschung und theilweise Abgrabung der losen Massen wird man immer zum Ziele gelangen. Oft genügen schon Abflasterungen oder Trockenmauerkörper, welche das Abrollen der äussersten Lagen verhindern. Futtermauern für solche Fälle erhalten bei dem immerhin grossen Ruhwinkel solcher Massen keine sehr grosse Stärke. Ein Beispiel der Abfangung solcher Geröllmassen zeigt Fig. 57 (Querschnitt der Moselbahn an Weinbergen.)

In der Regel liegt jedoch die Ursache der Bewegungen in den oben allgemein geschilderten Schichtungs-Verhältnissen; d. h. der Einschnitt nimmt den zum Gleiten geeigneten Schichten die bisher vorhandene Stützung. Die Gleitfläche wird in der Regel in der Böschungsfäche ausschneiden, und sich hier durch eine feuchte Linie kenntlich machen; sie kann aber auch unter der Einschnittssohle hinschneiden, was sich in der Regel durch Aufquellen der letzteren zeigt.

α. Die Rutschfläche schneidet in der Böschung aus.

Die hier zu verwendenden Abhülsmittel sind folgende:

1. Verringerung des Gewichtes der bewegten Massen

Durch Abgraben, bis die vorhandene geringe Reibung im Stande ist, das verminderte Gewicht festzuhalten. Dieses sicher zum Ziele führende Mittel ist in den meisten Fällen deshalb nicht verwendbar weil die abzutragenden Massen zu bedeutend sind.

2. Vergrößerung der Reibung in der Gleitfläche.

Diese kann man erreichen vor allem durch Trockenlegung der Wasserader auf solcher Strecke, dass der trocken gelegte Theil mit seiner vergrößerten Reibung nun als Widerlager für die oberen Theile wirken kann. Man hebe in einer den Umständen entsprechenden Entfernung oberhalb des Einschnittes in kurzen Längenabschnitten einen Graben aus, wenn nöthig unter Absperrung der Wände, Fig. 58, welcher noch in die undurchlässige Schicht einschneidet, bilde ihn durch Vollpacken mit Steinen, noch besser durch Einbetten einer weiten Drainleitung in Steinpackung, oder Anlage eines dichten

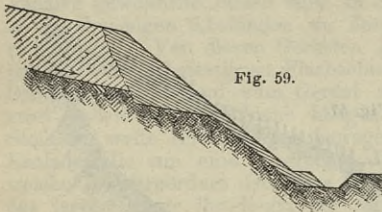


Fig. 59.

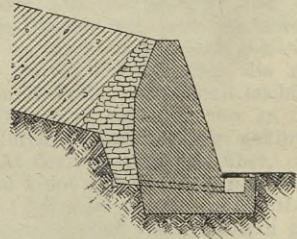
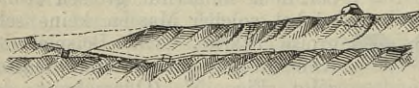
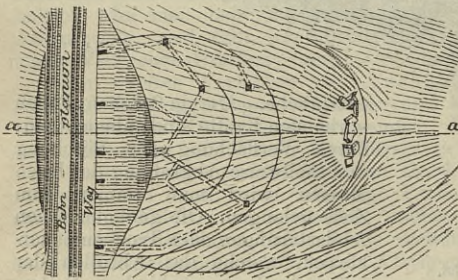


Fig. 60.

Fig. 61.



Kanales auf der Sohle des Grabens, Fig. 66, zum Sickergraben aus und fülle den obern Theil mit einem durchlässigen Boden: Kies, Sand oder Steinpackung. Bei sehr schmutzigem Wasser ist, wie in Fig. 62 und 63, für Filterschichten, etwa aus Rasenplacken zu sorgen. Die Grabensohle erhält ein Sägegefälle von dessen tiefsten Punkten aus Sickergräben in der undurchlässigen Schicht in den Sohlengräben führen, wie in Fig. 58 angedeutet ist. Bei dieser Anordnung liegt der Theil zwischen Graben und Böschung trocken; erweist er sich als zu schwach so ziehe man weiter oberhalb

einen zweiten oder auch dritten Graben, bis die Bewegung aufhört.

Die Reibung kann auch vergrößert werden, indem man die obern Schichten auf den untern festnagelt. Zu diesem Zwecke sind in die undurchlässige Schicht getriebene Spundwände und Rammpfähle, oder auch Mauerkörper verwendet, welche theils in der unteren, theils in der oberen Schicht stehen; die Holztheile modern schnell, bieten auch in Form von Pfählen zu kleine Widerlagsflächen. Am Ufer des Severn ist eine bedeutende Rutschung dadurch zum Stehen gebracht, dass man große schmiedeeiserne Blechzylinder bis zur Hälfte in die untere Schicht absenkte und ganz voll ausmauerte.

3. Wiederherstellung des genommenen Widerlagers durch schwere trockene Körper.

Diese kann durch Trockenmauerwerk nach Fig. 59 erfolgen; man schneide den Fuß etwas in die untere Schicht ein, um die alte nasse Lage zu beiseitigen, und führe auch an der Böschung Steinpackung hinunter, um den Wasserabfluss an der Oberfläche zu vermeiden. Wegen ihres losen Gefüges haben solche Packungen selbst bei beträchtlichen Abmessungen nur geringe Wirkung. Besser widerstehen regelrecht ausgeführte Futtermauern, welchen

man wegen der Unbestimmtheit des, meist über das gewöhnliche Maß hinaus gehenden Schubes ungewöhnliche Stärken geben muss; da aber auch so das gewünschte Ziel nicht immer sicher erreicht wird¹⁾, so greift man zu diesem theuern Mittel nicht gern. Die Futtermauer muss durch Steinpackung hinter der Mauer und Entwässerungs-Schlitze in etwa 2,0 m Abstand nach dem Einschnittsgraben hin sorgfältig entwässert werden, weil sonst das aufgestaute Wasser die Mauer sicher unwirkt, Fig. 60. Die Ausführung der Trockenmauern und Futtermauern kann nicht frei in der ganzen Länge erfolgen, da dann die Massen von oben in die Baugrube rutschen würden, sondern stets nur in kurzen Abschnitten in nöthigenfalls abgesteiften schmalen Schlitzen. Auch hierdurch erhöhen sich die Kosten beider.

Die Standfestigkeit der Futtermauern kann dadurch erhöht werden, dass man zwischen ihnen und den Fuß einer gleichen etwa auf der andern Seite vorhandenen Mauer einzelne Herdmauern oder ein Sohlengewölbe spannt, und weiter dadurch, dass man ein Gewölbe auch zwischen die Köpfe der Mauern setzt, und mit Boden überschüttet. So entsteht der im offenen Einschnitte gemauerte Tunnel, welcher nicht selten das letzte Hilfsmittel ist, wenn anfangs ausgeführte Futtermauern sich als zu schwach erweisen.

Selbstverständlich kann man auch mehrere dieser Mittel vereinigt verwenden.

β. Die Rutschfläche liegt in, oder unter der Sohle.

Erkennt man das Vorhandensein der Gleitfläche erst nach Herstellung des Einschnittes so bildet die Herstellung eines Tunnels im offenen Graben oft das einzige Mittel, um die Bewegung zu hemmen. Dieser Bau verursacht aber bedeutende Kosten und ist in seinem Erfolge trotzdem unsicher, da der Schub



Fig. 62.

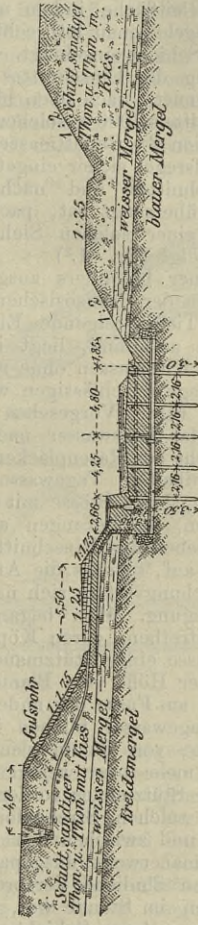


Fig. 63.

¹⁾ Vergl. Rutschung an der Sächsischen Staatsbahn bei Altenburg. Jahrbuch des Sächs. Architekten- u. Ingenieurvereins. 1882. S. 12.

der Massen leicht die Gewölbe zerdrückt. Sehr häufig ist auch die zu solcher Anlage erforderliche Tiefe des Einschnittes gar nicht vorhanden.

Sicherer gelangt man zum Ziele, wenn man die Ursache der Bewegung vor Beginn des Einschnittes durch Trockenlegung eines ausgedehnten Theiles der Rutschfläche beseitigt. Dies geschieht, indem man durch Abteufen von Schächten von oben und Vortreiben nahezu wagrechter Stollen von unten her die Gleitfläche an möglichst vielen Stellen zu erreichen sucht. Dann legt man von diesen Arbeitsstellen aus ein Netz von Stollen an, welche nach den Zugangsstollen entwässern, und etwa 30^{cm} tief in die undurchlässige Schicht einschneiden, dabei die Gleitfläche annähernd in der Richtung ihres Streichens mehrfach durchziehen. Diese Stollen lässt man während der Herstellung des Aushubes offen und beobachtet die Gleitfläche indem man in die Seitenwände an verschiedenen Stellen je zwei Nägel genau lothrecht über einander, einen unterhalb, einen oberhalb der nassen Schicht einschlägt. Zeigt die Verschiebung dieser Nägel während der Herstellung des Einschnittes den Beginn einer Bewegung an, so muss man das Stollennetz nach oben hin noch erweitern. An der Moselbahn ist auf diese Weise mittels 7000^m solcher Stollen für 300 000 M. das Abrutschen von weit über 1 Million ^{cbm} Schuttmassen auf 1,5^{km} Bahnlänge verhütet worden, was ohne diese Mafsregel sicher eingetreten wäre.¹⁾

Nach Fertigstellung des Einschnittes und nachdem man sich durch längere Zeit von der ruhigen Lage überzeugt hat, packt man die Stollen mit Steinen aus. Ein kleineres Beispiel einer solchen Sicherungsanlage von dem schon hergestellten Einschnitte aus zeigt Fig. 61.²⁾

Ein Beispiel der Aufhebung einer besonders ausgedehnten Rutschung auf der Strecke Bisigny-Hirson der französischen Nordbahn zeigen die Fig. 62 und 63. Der bis zu 11^m Tiefe steigende Einschnitt, welcher eine zweigleisige Bahn und zwei Strassen aufnimmt, liegt in einem Gemenge von Schutt, sandigem Thon und thonigen Kiesmassen ohne regelmässige Schichtung, durchdringt auch noch eine dünne Lage durchlässigen weissen Mergels, welche auf dichtem, blauem Kreidemergel ruht. Vorgesehen waren von vorn herein seitliche Trockenlegungsgräben für das Tagewasser nach Fig. 58, mit Drainleitung, Steinpackung und Filterschicht aus Rasenplacken, um das Zuschlammern der Wasserzüge durch das sehr erdhaltige Tagewasser zu verhüten. Diese Gräben sollten mittels Drainleitungen, deren Stösse mit Gummimuffen gedichtet wurden, in den Einschnitt entwässern, durchdrangen aber bei 2,0^m Tiefe den Schutt nicht. Als man beim Ausheben des Einschnittes dem blauen Mergel nahe kam, quoll die Einschnittsohle auf, so dass die Arbeitsgleise kaum zu erhalten waren, und die nördliche Böschung setzte sich nach dem Einschnitte hin in mehr als 50^m Breite in Bewegung. Man begann sofort entlang dem Böschungsfusse eine Pfahlreihe einzutreiben, deren Köpfe von dem breiten, in den blauen Mergel eingebettetem Fusse einer Stützmauer umhüllt wurden; die letztere erhielt eine Dicke = 0,38 der Höhe vom Planum bis zur Fahrstrasse. Ein ähnlicher Mauerfuss wurde auch am Fusse der andern Böschung hingeführt, Fig. 62. Die Fanggräben für das Tagewasser blieben in Thätigkeit und entwässern erst in den Strassengraben, von da in den Bahngraben. Je der geäusserten Kraft entsprechend in mehr oder weniger enger Theilung, regelmässig in 9,6^m Abstand, erhielt die Stützmauer vordere Strebepfeiler in voller Breite des Fusses, und vor jedem solchen Strebepfeiler wurde ein Pfahlrost quer durch den Einschnitt gerammt und zwischen den Pfahlköpfen und Zangen mit einer Herdmauer aus Trockenmauerwerk ausgepackt, Fig. 63. So entstand eine der früher beschriebenen ähnliche Verspreizung, welche zwar die Bewegung augenblicklich aufzuheben im Stande war, aber wegen der immer noch mangelnden Trockenlegung der unteren Schichten noch keine dauernde Sicherung versprach. Um diese zu erzielen, wurden hinter den Mauerfüssen und in einem Graben mitten unter der Bahn Trockenmauern mit Drainleitung hergestellt und entlang den Herdauern jedesmal in gleicher Weise quer verbunden. In den Strebepfeilern bezw. Herdauern wurden für den Bahngraben bezw.

¹⁾ Ausgedehnte Anlagen der Art finden sich: Annales des Travaux Publics, 1855, Seite 1323 u. ff., auch Rutschungen der Linie Marvejols-Neussargues, Nouvelles Annales de la Construction, 1891, VIII April, Seite 57.

²⁾ Die Erdarbeiten der Moselbahn, Zeitschr. d. Arch- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1883. S. 69.

den Mittelgraben ausreichende Durchlässe ausgespart. Wenn so auch die Gleitfläche nicht trocken gelegt war, so fand doch der unterirdische Wasserzug freien Abfluss, und konnte die Mauerfüsse nicht gefährden. Wie notwendig diese untere Entwässerung war zeigte sich während der Ausführung. Bevor der Strassen- und der Bahngraben dicht ausgemauert waren, zog das schmutzige Tagewasser in den mittleren Draingraben und verschlammte diesen. Nach kurzer Zeit setzte sich die Stützmauer nach der Einschnittmitte zu in Bewegung, und kam erst wieder zur Ruhe, nachdem man nach Ausmauerung der Seitengräben den Mittelgraben wieder aufgenommen und gereinigt hatte. Der endgültige Erfolg der für 1 lfd. m rund 360 M. kostenden Sicherungsanlage ist ein guter.

Wie in diesem Falle ist häufig die Wirkung der nach Fig. 58 oberhalb des Einschnittes angelegten Fanggräben auch dann unzureichend, wenn sie wirklich in den dichten Untergrund einschneiden. Denn bei dem naturgemäss nur schwachen Längsgefälle kann bei starkem Wasserandrang um so leichter ein Ueberlaufen über den Rand des Einschnittes in die undurchlässige Schicht, also von neuem eine Anfeuchtung des unteren Theiles der Rutschfläche eintreten, als das schwache Grabengefälle auch das Verschlammen begünstigt. Bei

Fig. 64. 1 : 500.

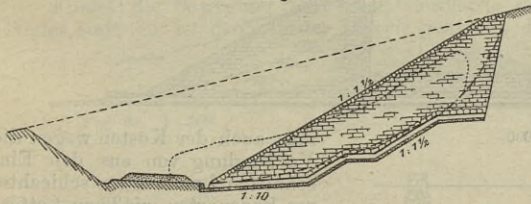


Fig. 65. 1 : 1000.

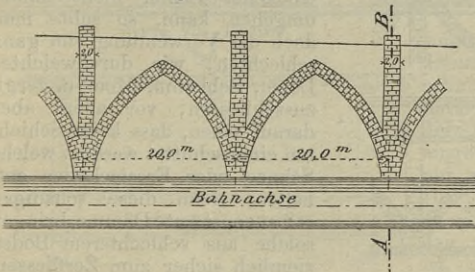
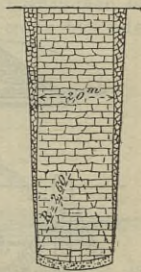


Fig. 66. 1 : 200.



zahlreichen Bahnstrecken Südfrankreichs, auch bei der Pontebba-Bahn, ist daher das Mittel der Sickergräben zur Trockenlegung der Rutschfläche in wirksamerer Gestalt zur Anwendung gekommen, wie sie in Fig. 64 im Querschnitte (1 : 500), in Fig. 65 im Grundrisse (1 : 1000) des Einschnittes, und in Fig. 66 im

Querschnitte durch den Sickerschlitz dargestellt ist. Die Sickerschlitzte werden winkelrecht zur Einschnittslänge von unten her, unter Abspreizung der Wände der Grube, aufgeföhren, im dichten Untergrunde hohl ausbetonirt und dann mit Steinpackung so gefüllt, dass unten auf der Betonsohle ein Abzugskanal offen bleibt; beim Lösen der Ausbölzung wird der Zwischenraum zwischen der Erdwand und Steinpackung mit kleineren Steinen fest ausgestampft. Zwischen diese die Böschung in regelmässigen Abständen aufföhrenden Schlitzte werden dann weitere bogenförmig gekrümmte eingeföhrt, welche, im Spitzbogen zusammengeföhrt, in der That die unterirdischen Gewässer auf der ganzen Länge des Einschnittes durch Gräben mit starkem Gefälle abfangen, ausserdem aber einen gewissen gewölbartigen Widerstand gegen das Abrutschen der oberen nassen Massen leisten. Ausgedehnte derartige Anlagen haben sich selbst unter den ungünstigsten Verhältnissen als vollkommen wirksam gezeigt.

b) Rutschungen bei Aufträgen.

Rutschungen bei Aufträgen entstehen entweder im Damme selbst, oder

auf der Unterfläche oder auf einer im Untergrunde verlaufenden Gleitfläche.

α. Bewegungen im Damme selbst.

Bewegungen im Damme selbst sind bei sorgfältiger Bauweise und richtiger Auswahl des Schüttungsbodens ausgeschlossen, da die Beeinflussungen des Dammes von aussen: die Verkehrslast und der Regen, nur unbedeutende Wirkungen auf einen gesunden Damm ausüben. Bei dem heute stets verlangten schnellen Baufortschritt ist aber die erste Vorbedingung nicht immer zu erfüllen. Ein in sich vollkommen guter Damm ist nur durch Lagenschüttung zu erzielen, während namentlich bei hohen Dämmen auf Gelände mit starkem Längsgefälle ausschliesslich Kopf- oder Seitenschüttung in voller Höhe verwendet wird. Durch letztere noch mehr, als durch erstere werden höchst ungünstige Gleitflächen in den Schichtungen erzeugt, wenn der Schüttungsboden nicht von ganz gleichartigem Gefüge ist, wie Sand, Kies, Fels. Auf die Wahl des Schüttungsbodens ist daher ganz besonderer Werth zu legen, und wenn

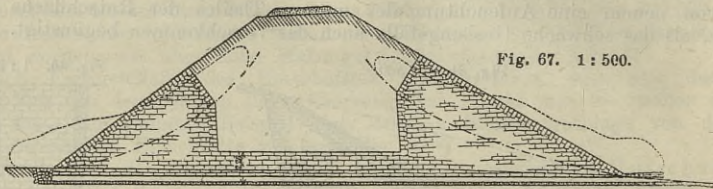
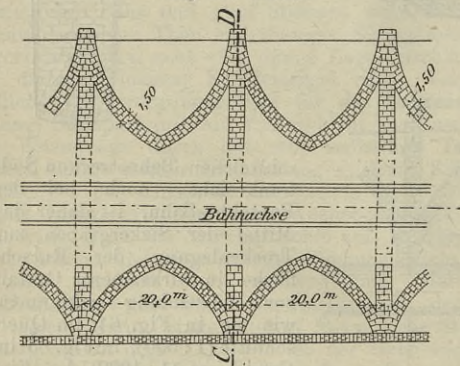


Fig. 68. 1:1000.



man auch der Kosten wegen die Verwendung von aus den Einschnitten kommenden schlechteren Bodenarten, wie Thon, Letten, trockener Lehm, nicht immer umgehen kann, so sollte man doch die Verwendung von ganz schlechten, wie durchweichter Lehm, Schlamm, Moor u. dergl. ausschliessen, vor allem aber darauf sehen, dass keine Schichten eingeschüttet werden, welche Schnee oder Frostsollen enthalten; denn diese schädigen selbst sonst gute Dämme, bringen solche aus schlechterem Boden ziemlich sicher zum Zerfliessen.

Bei den Aufweichungen und Versackungen, welche das Aufthauen hervor ruft, wird die belastete Krone in der Regel hohl, so dass das Tagewasser nun auch nicht abflieset, sondern einsickert und zu weiterer Verschlechterung beiträgt. Die entstehenden Formveränderungen sind in Fig. 67 angedeutet. Muss ein Damm aus entschieden schlechtem Boden geschüttet werden so kann man das Zerfliessen nur durch erleichterten Wasserabzug verhüten, der vollkommen durch das für Einschnitte nach Fig. 64 bis 66 für Einschnitte bewährte Mittel der Sickerschlitze herzustellen ist. Eine derartige Anordnung ist in Fig. 67 (1:500) im Schnitte *CD*, in Fig. 68 (1:1000) im Grundrisse dargestellt, welche zeigen, dass die Sickerschlitze in gleicher Weise zur leichten Abführung des Wassers, wie zur Stützung weicher Dammmassen geeignet sind. Diese Sicherung ist namentlich dann bequem ausführbar, wenn beträchtliche Mengen zur Packung geeigneter Steine mit aus den Einschnitten kommen.

β. Bewegungen auf der Unterfläche.

Bewegungen auf der natürlichen Geländefläche können gleichfalls nur in Folge unvorsichtiger Ausführung auf zu steilem Querhänge oder weil eine

Rutschfläche geschaffen wurde, vorkommen. Zu große Steile des Querhangs ist durch Anschneiden der zu Fig. 26 u. 27 besprochenen Stufen oder Stützgräben zu verhindern, wobei man die Dammschüttung an der tiefst liegenden Stelle beginnt. Eine Rutschfläche entsteht jedesmal, wenn man das von oben her kommende Tagewasser auf undurchlässigem Boden, z. B. zu Tage tretendem Thone, unter den Dammfuss gelangen lässt. Um dies zu verhindern kann man oberhalb des Dammes die zu Fig. 58 erläuterten Abfanggräben mit geringer Tiefe anlegen, welche nach Durchlassen hin entwässern, oder mit besonderen Entwässerungszügen quer unter dem Damme auszustatten sind. In langen Zügen ausgeführt haften diesen Sickergräben die Mängel an, welche bei der Besprechung der Fig. 64 bis 66, Seite 73, hervorgehoben wurden, nämlich Ueberlaufen und leichtes Verschlammen in Folge geringen Längsgefälles. Wesentlich wirksamer werden sie, wenn auch nur in kleiner Querschnittsabmessung, so ausgeführt, wie es Fig. 69 (1:500) im Schnitte *GH*, Fig. 70 (1:1000) im Grundrisse zeigt. Das oberhalb aufgefangene Wasser wird in ganz kurzen Abständen quer durch den Damm in den unteren Sammelgräben geführt; die vielen Querschlitz dienen zugleich zur Austrocknung des Dammes.

γ. Bewegungen auf im Untergrunde verlaufender Gleitfläche.

Findet die Bewegung auf einer Gleitfläche unterhalb des natürlichen Geländes statt so ist dadurch der Beweis geliefert, dass man auf ganz besonders

Fig. 69. 1:500.

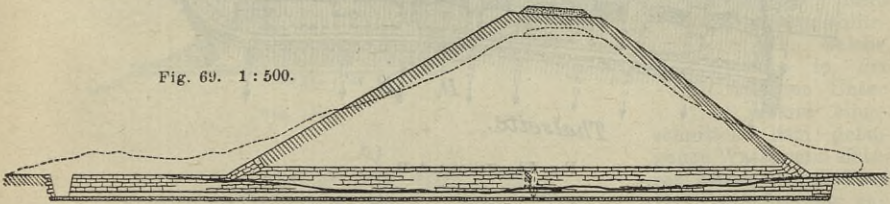
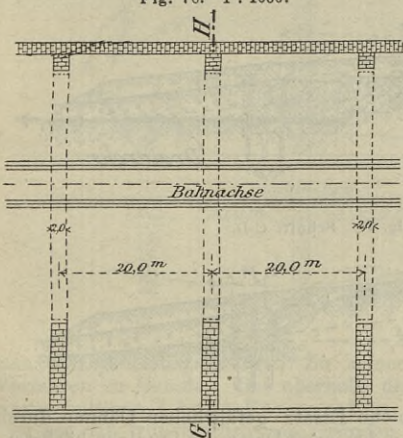


Fig. 70. 1:1000.



ungünstige Verhältnisse gestossen ist. Denn hier ist nicht, wie bei den Einschnitten, einem Theile der Massen das natürliche Widerlager entzogen, sondern es ist lediglich eine Mehrbelastung eingetreten. Die Rutschung kann auch nur unter Ueberwindung bedeutender Hindernisse zu Stande kommen; denn da nirgend Raum zum Ausweichen für den unterliegenden Boden geschaffen ist, muss dieser nach oben gequetscht werden, was bei sehr beweglichen Bodenarten unter Wegdrücken der losen Schichten unter dem Damme vor sich gehen wird. Es ergibt sich hieraus, dass es sich in solchen Fällen um ganz besonders gefährliche Rutschflächen handeln wird, die ein besonders einschneidendes Vorgehen bedingen.

Die Mittel, welche in solchen Fällen zur Verfügung stehen, sind folgende:

1. Festnageln der losen Schichten auf den festen.

Hierzu sind Pfähle, Mauerpfeiler, ausbetonirte Eisenrohre, schliesslich der Länge nach durchlaufende, einfache oder doppelte Steinpackung einschliessende Spundwände verwendbar; durch die Spundwände darf jedoch der Wasserabzug nach unten nicht abgeschnitten werden. Dieses Verfahren bietet jedoch nur dann Aussicht auf Erfolg wenn die losen Schichten fest genug sind, um nicht weggedrückt zu werden, was aber in den hierher gehörenden Fällen selten zutreffen wird.

2. Abstützung des unteren Dammfusses durch künstliche, in die festen Schichten eingebettete Widerlager.

Diese können als Mörtelmauern oder Trockenmauerwerk, in minder schwierigen Fällen auch als gestampfte Thonwälle hergestellt werden, welche sämtlich durch eingerammte Pfähle wesentlich verstärkt werden. Volle Wirksamkeit wird jedoch bei allen diesen Mitteln nur erreicht, wenn man die Einbettung der Widerlagskörper in die festen Schichten vor starkem Wasserandrang und namentlich vor dauernder Wasseransammlung schützt.

Ein Beispiel eines derartigen Schutzwerkes giebt der Damm von Quiengrogue in der Linie Busigny-Hirson¹⁾ der französischen Nordbahn,

Fig. 71.

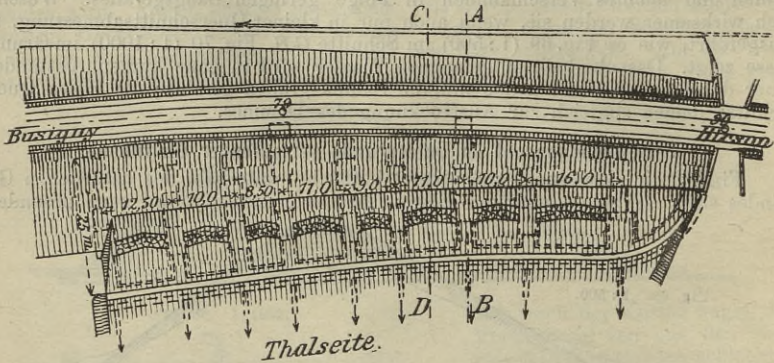


Fig. 72. Schnitt A-B.

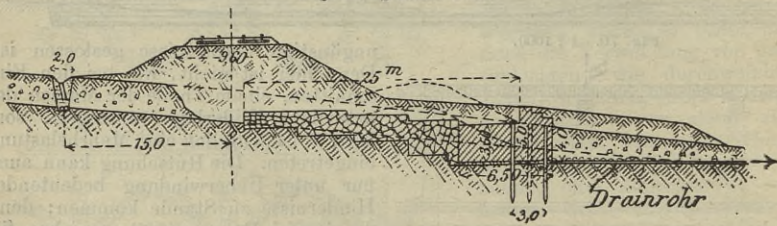
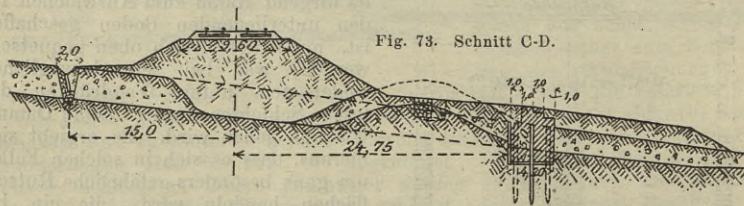


Fig. 73. Schnitt C-D.



welcher zugleich zeigt, dass der empfohlene Ersatz gefährlicher Dämme durch Brücken nicht durchschlagend wirkt. Denn der lange Damm ist in seinen höchsten, bis 18 m steigenden Theilen ganz sicher, während die schlimmsten Rutschungen bei Höhen von wenig über 3 m vorkamen, bei denen Niemand an die Durchführung des Viaduktes gedacht haben würde. Eine der schlimmsten Strecken zeigen die Fig. 71 bis 73. Wegen der erkennbar ungünstigen Verhältnisse hatte man hier das natürliche Gelände mit einem rechtwinkligen Netz von Sickergräben mit nur 1,5 m Maschenweite durchzogen, ein Mittel, das sich an anderen Stellen gut bewährt hatte. Hier wurden die Sickerschlitze unter der

¹⁾ Annales des Ponts et Chaussées 1883, 2, S. 357.

Dammlast schnell völlig verdrückt, während die oberhalb des Dammes unverehrt gebliebenen neues Wasser mit besonderer Geschwindigkeit zuführten, und so die ganze Dammmasse nebst dem losen Untergrunde zu völliger Versumpfung brachten. Man gab zunächst dem Graben auf der Bergseite einen guten Abzug nach einem benachbarten Durchlass und brachte auf der Thal-seite eine Mauerstützung an, welche einer umgekippten Steinbrücke ähnlich sieht, nach unten durch drei durchlaufende Pfahlreihen festgenagelt, und mit einem guten Entwässerungsnetze aus Drainrohren versehen wurde. Von dieser sicheren Stütze aus fuhr man die zerstörten Dammmassen etwa bis zur Bahn-

Fig. 74. Schnitt F-F.

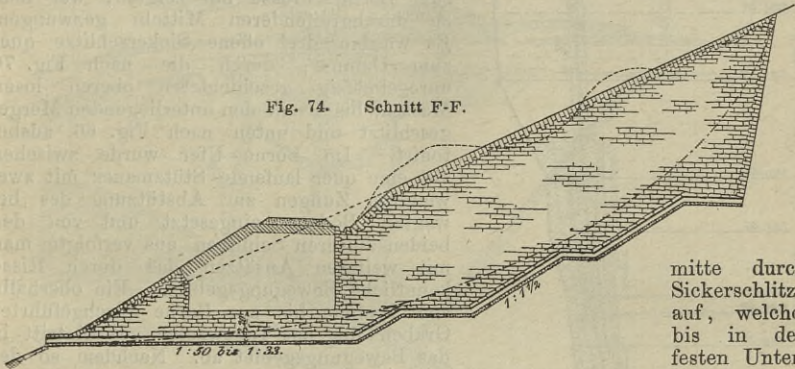
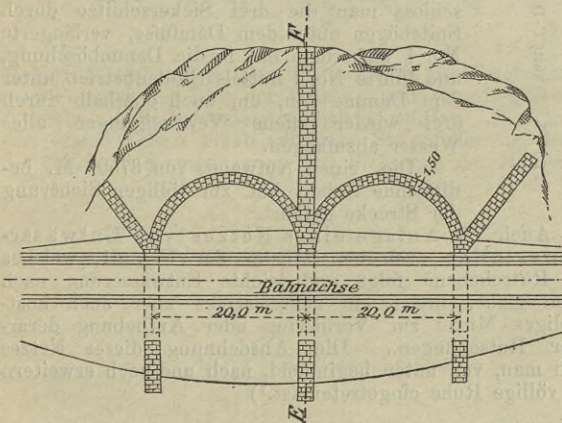


Fig. 75.



mitte durch Sickerschlitze auf, welche, bis in den festen Untergrund eingese-

schnitten, dem gefangenen Wasser nun sicheren Abzug v. r-schaffen. Der Dammfuss war nun genügend gesichert, um den Schüttungsboden, wie auch die nach unten unregelmässig aufgequollenen Massen wieder regelmässig einbauen zu können.

3. Trockenlegung der Rutschfläche in hinreichender Ausdehnung.

Dieses schon bei den Einschnitten als das wirksamste bezeichnete Mittel verspricht auch

hier die sichersten Erfolge. Zu seiner Durchführung stehen genau dieselben Verfahren zu Gebote. Der oberhalb des Dammes bis in die dichten Schichten eingeschnittene Längs-Fanggraben mit Sickerkanal, Fig. 58, genügt auch hier aus den früher erörterten Gründen meist nicht.

Von durchschlagendem Erfolge sind die den Damm rechtwinklig unterfahrenden Sickerschlitze mit Stützgewölben nach oben, wie sie schon in Fig. 64 bis 66 für Einschnitte und in Fig. 67 und 68 für in sich lose Dämme beschrieben wurden. Diese Bauart wird ihrem Wesen nach und in der Form, wie sie bei südfranzösischen Bahnen vielfach verwendet ist, durch Fig. 74 (1:500) im Querschnitte FF und Fig. 75 (1:1000) im Grundrisse, für einen mit dem bergseitigen Graben in Anschnitt übergehenden Damm ganz geringer Höhe dargestellt, bei welchem eine Rutschfläche den Hang in grosser Tiefe durchsetzt.

Eine Verwendung dieser Sicherungsart zeigen die Fig. 76 und 77, welche die nachträgliche Stützung des Dammes von Chazal im Netze der Paris-Lyon-Mittelmeerbahn darstellen.

Dieser Damm bestand von Theil aus schlechtem Schüttungsboden, dem man die Schuld an den beginnenden Bewegungen zunächst zuschrieb. Als sich aber die Bewegungen nach Einschlitung einer grossen Trockenmauer in den Damm an der schlimmsten Stelle bis zur Mitte auch in dem unterliegenden Erdreiche bis zum Borne-Flusse hin zeigten, war man zu durchgreifenderen Mitteln gezwungen. Es wurden drei offene Sickerschlitze quer zum Damme, durch die nach Fig. 76 unregelmässig geschichteten oberen losen Massen, bis 1^m in den unterliegenden Mergel geschlitzt und unten nach Fig. 66 ausbetonirt. Im Borne-Ufer wurde zwischen sie eine quer laufende Stützmauer mit zwei weiteren Zungen zur Abstützung des bewegten Bodens eingesetzt und von den beiden äusseren Schlitzen aus verfolgte man mit weiteren Ansätzen das durch Risse kenntliche Bewegungsgebiet. Ein oberhalb, vom Damme bis zur Borne durchgeführter Graben fing das Tagewasser vor Eintritt in das Bewegungsgebiet ab. Nachdem so der untere Theil gestützt und entwässert war, schloss man die drei Sickerschlitze durch Spitzbögen unter dem Dammfusse, verlängerte No. 1 ausserdem bis in die Dammböschung, und führte No. 2 mittels Stollenbetrieb unter dem Damme hin, um auch oberhalb durch drei wieder offene Verzweigungen alles Wasser abzufangen.

Die, einen Aufwand von 37500 M. bedingende Arbeit hat zur völligen Sicherung der Strecke geführt.

Auch die Anlage eines Netzes von Entwässerungsstollen nach dem Muster der Fig. 61, welches der Rutschebene folgt und leichte Entwässerung nach unten giebt, bildet ein zuverlässiges aber auch kostspieliges Mittel zur Verhütung oder Aufhebung derartiger Rutschungen.. Die Ausdehnung dieses Netzes wird man, von unten beginnend, nach und nach erweitern bis völlige Ruhe eingetreten ist.¹⁾

4. Ersetzung des Dammes durch eine Brücke.

Dieses in der Beschreibung zu Fig 71 bis 73 bereits berührte Mittel wird zu verwenden sein wenn man ganz besonders grosse Gefahren mit Sicherheit vorher erkennt, obwohl die Kosten gegenüber denen eines Dammes gewöhnlich bedeutend steigen. Es wird aber nur selten mit völliger Sicherheit vorher festzustellen sein, ob dieses kostspielige Mittel wirklich unumgänglich notwendig ist und so wird es in den weitaus meisten

Zweifelsfällen auf die Gefahr hin vermieden werden, den Damm später mit den oben beschriebenen Mitteln sichern zu müssen.

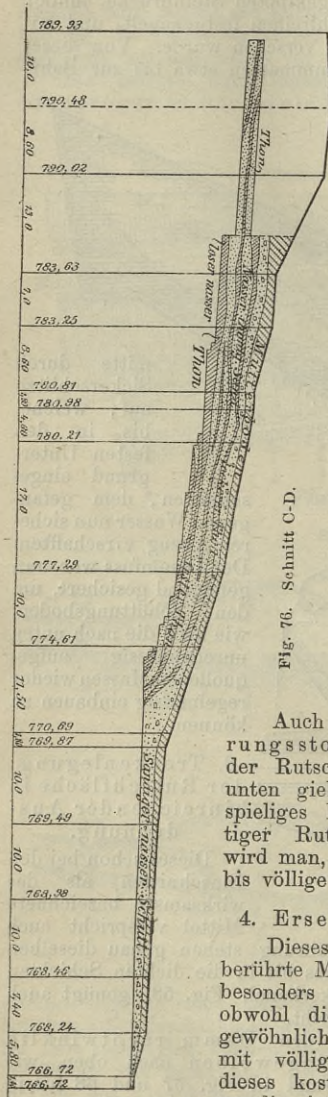
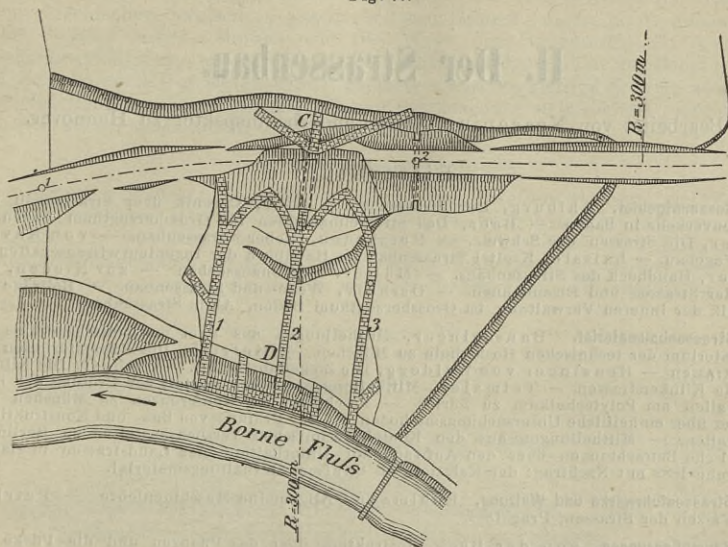


Fig. 76. Schnitt C-D.

¹⁾ Beispiel einer grossen Dammrutschung in der Linie Marvejols-Neussargues: Nouvelles Annales de la Construction 1891, VIII April, Seite 57.

In ziemlich ausgedehntem Maße ist es auf denjenigen Strecken der Moselbahn zur Verwendung gekommen, wo Dammbauten auf steilen aus Schiefergerölle bestehenden Weinberghängen auszuführen waren, weil man hier mit

Fig. 77.



Sicherheit vorher sah, dass die nur eben im Gleichgewichte befindlichen Geröllmassen unter der Last der Dämme und den Betriebserschütterungen in weiter Ausdehnung in Bewegung gerathen würden. Die durch die Geröllmassen in den festen Felsen hinab geführten Steinfeiler der Brückenstrecken beseitigen die Gefahr und tragen sogar zur Sicherung der Hänge bei.

II. Der Strassenbau.

Bearbeitet von Nessenius, Ober-Landesbauinspektor zu Hannover.

Litteratur:

Gesamtgebiet. Ahlburg, Der Strassenbau. — Baer, Chronik über Strassenbau und Strassenverkehr in Baden. — Baer, Das Strassenbauwesen im Grossherzogthum Baden. — Bavier, Die Strassen der Schweiz. — Herzbruch, Ueber Strassenbau. — von Kaven, Der Wegebau. — Laissle, Kapitel Strassenbau im Handbuch der Ingenieurwissenschaften. — Krüger, Handbuch des Strassenbaus. — Müller, Der Chausseebau. — zur Nieden, Der Bau der Strassen und Eisenbahnen. — Osthoff, Wege- und Strassenbau. — Beiträge zur Statistik der inneren Verwaltung im Grossherzogthum Baden, Abth. Strassenbau.

Strassenbaumaterial. Bauschinger, Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule zu München. — Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrassen. — Heusinger von Waldegg, Die Ziegelfabrikation. — Osthoff, Die Klinker und die Klinkerstrassen. — Tetmajer, Mittheilungen aus der Anstalt zur Prüfung der Baumaterialien am Polytechnikum zu Zürich. — Beschlüsse der Konferenzen zu München und Dresden über einheitliche Untersuchungsmethoden bei der Prüfung von Bau- und Konstruktionsmaterialien. — Mittheilungen aus den Königl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin. — Statistische Betrachtungen über den Aufwand zur Unterhaltung der Landstrassen in Baden, Karlsruhe 1882 mit Nachtrag: der Kalkstein als Strafsenunterhaltungsmaterial.

Strassenfahrwerke und Walzung. Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre. — Petrik, Das Walzen der Strassen, Prag 1854.

Baumpflanzungen. von der Beck, Instruktion über das Pflanzen und die Pflege der Alleebäume. — Parisius, Anlage und Unterhaltung der Obstbaumpflanzungen an den Kunststrassen. —

I. Geschichtliche Entwicklung.

a) Die ältesten Strafsen Mitteleuropas.

Ueber die ältesten Strafsenzüge Mitteleuropas, welche die Anfangs- und Ausgangspunkte des Tauschhandels zwischen den Mittelmeerländern und den Küsten der Nordsee in vorgeschichtlicher Zeit vermittelten, sind nur wenige Nachrichten erhalten.

Man darf annehmen, dass damals der Handel im grossen und ganzen auf die Benutzung von Erdwegen angewiesen war, welche in ihrem Zuge den

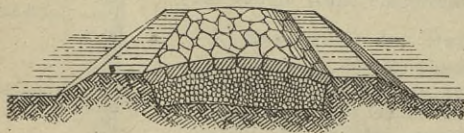


Fig. 1.

Wasserläufen und natürlichen Thalbildungen folgten und durch das fortwährende Betreten während langer Jahre entstanden waren, ohne dabei irgend welche Arbeit zu erfordern. Aber schon in sehr frühen Zeiten genügten diese Wege dem Verkehrsbedürfniss nicht mehr; sie wurden weiter ausgebildet, erhielten feste Form und wurden durch Aufbringen von Steinen befestigt.

Schon die Etrusker¹⁾ sollen aus vieleckigen Steinen — Basalt — gewölbte

¹⁾ Buch der Erfindungen Bd. I. (ohne weitere Quellenangabe).

Pflasterungen auf einer starken Kiesschüttung, Fig. 1, hergestellt und neben der Steinbahn zu beiden Seiten geebnete Fußwege angelegt haben.

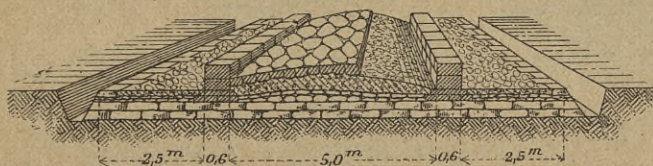
Die alten Griechen müssen bereits verhältnismäßig gute Wege gehabt haben; doch sind uns nur wenige Nachrichten darüber erhalten; alte Beschreibungen der Bauweise fehlen ganz. Nach Curtius¹⁾ liefen die Wagen auf den griechischen Strafsen in ausgearbeiteten Rinnen, deren Sohle geebnet war. Die Strafsen sollen, ähnlich wie die Wege der Gegenwart, den gegebenen Geländeverhältnissen angepasst und, den Thälern folgend, mit möglichst geringen Mitteln hergestellt gewesen sein. Es sind solche eingleisige Spuren, sowie Ausweichstellen, an denen die Fahrrinnen weichenartig sich theilen, oder auf geebnete Plätze ausmünden, auch aufgefunden worden.

b) Die Römer-Strafsen.

Einen gewaltigen Aufschwung nahm das Strafsenbauwesen zur Zeit der Römer, mit deren Herrschaft die Geschichte des Wegebaues im mittleren Europa beginnt. In welchem Umfange aber das unter dem Namen der Römerstrafsen bekannte ausgedehnte Wegenetz eine eigene Schöpfung der Römer gewesen ist und wie weit es den vorhandenen alten Verkehrswegen sich anschliesst, ist zur Zeit noch unentschieden.²⁾

Von älteren römischen Strafsen mögen hier nur erwähnt werden: die vom Censor Flaminius im Jahre 220 v. Chr. erbaute via Flaminia, welche von Rom

Fig 2.



durch das Gebiet der Sabiner und Umbrer bis Ariminum führte, sowie die noch jetzt bestehende, etwa 300 km lange via Appia von

Rom nach Capua, welche 213 v. Chr. mitten durch die Pontinischen Sümpfe in einer Breite von etwa 7,5 m mit einer Unterlage von gesägten Quadern und einer Kiesdecke hergestellt wurde.

Nach Rondelet waren die grossen Strafsen in der Nähe von Rom in folgender Weise hergestellt,³⁾ Fig. 2:

1. Lage — Statimenes —: 1 oder 2 Schichten flacher Steine in Mörtel.
2. Lage — Rudus —: Mauerwerk von Steinbrocken mit Mörtel.
3. Lage — Nucleus —: Betonirung von zerschlagenen Kieselsteinen und frisch gelöschtem Kalk. Diese Lage fehlt oft ganz.

4. Lage — Summa dorsum —: ein Pflaster, welches in die noch weiche zweite oder dritte Lage eingeschlagen wurde. Auf einigen Strafsen ist es von behauenen 5, 6 und 7 eckigen Steinplatten gebildet, die bis 1 m Durchmesser gross sind. Wenn diese Schicht fehlte, bildete die 3. Lage, welche dann aus den grössten vorhandenen Kieselsteinen hergestellt wurde, die Oberfläche: Summa crusta. Die Strafe ist der Länge nach in drei Streifen getheilt. Auf dem mittleren Theil — Agger — marschirten angeblich die Truppen; die Seitendenen für Pferde und Wagen. Die die Wegebreite theilenden Bordsteine oder diänke sollen als Fusswege, zum Ausruhen (und vielleicht auch zum Aufsteigen Ber Reiter) gedient haben.

Es würde jedoch eine sehr unrichtige Annahme sein, dass dieses in den

¹⁾ Dietrich, Baumaterialien der Steinstrafsen, S. 2.

²⁾ Baer, Chronik über Strafsenbau und Strafsenverkehr in Baden.

³⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 203 ff.

meisten Lehrbüchern angegebene Profil allgemein in Anwendung gekommen wäre; jedenfalls ist die eigenthümliche Dreitheilung ungewöhnlich. Die Römer haben ihre Wege in verschiedenen Gegenden dem Bedürfnisse entsprechend in verschiedenster Weise hergestellt. Beispielsweise scheinen mehrere römische Heerstrassen in den Alpen nicht einmal fahrbar, sondern nur für Fußgänger und Saumthiere eingerichtet gewesen zu sein.

Ein Querprofil der St. Bernhard-Straße¹⁾ bei Kallnach ist in Fig. 3 dargestellt. Die damalige Fahrbahn unterscheidet sich von den heutigen Strafsen nur durch ihre geringere Breite; der Unterbau ist leicht gewölbt aus grossen Steinen mit bearbeiteten Randsteinen, der Oberbau aus festgestampftem Kies hergestellt.

Die Grösse der von den Römern angewandten Pflastersteine war ausserordentlich verschieden. Während die Pflasterung der Straße bei Bütenberg,

Fig. 4, aus abgerundeten Steinen von 10—15 cm Durchmesser hergestellt ist, besteht die in Fig. 5 dargestellte Pflasterung der Septimer-Straße (¹/₄ Stunde von der Hospiz-Ruine entfernt) aus sehr grossen, lagerhaften Steinen.

Fig. 4.

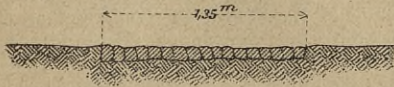
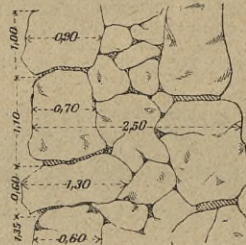
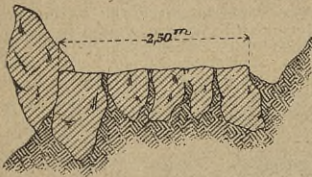


Fig. 5.



Am Niederrhein, in Belgien und Westfalen finden sich ebenfalls noch Reste von Römerstrassen, von denen v. Kaven Abbildungen giebt. Diese Strassen bildeten meistens einen

Fig. 6.

Kies in Mörtel
Kies mit Mörtel
Dichter Lehm
Zerschlag. Grauwacke in Mörtel
Behauene Grauwacke in Mörtel

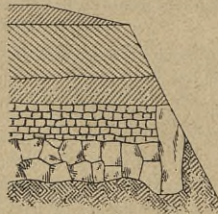


Fig. 7.

Zerschlag. Grauwacke in Mörtel
Kies in Mörtel
Lehmschicht
Grauwacke in Lehm
Kalkstein in Mörtel

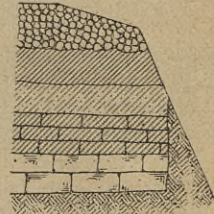
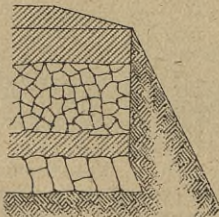


Fig. 8.

Kies in Mörtel
Kalkbruchstein in Mörtel
Dichter Lehm
Grosse Kalksteine in Mörtel



3—4 m hohen, fortlaufenden Damm von 5—6 m Kronenbreite und dienten vermuthlich zugleich als Wall zum Schutze der Truppen. Die Besteinung erreichte die Stärke von etwa 1 m und bestand aus verschiedenen Schichten, von denen stets die obere aus Kies mit Mörtel, die untere aus in Mörtel verlegten Steinen hergestellt wurde. Fig. 6, 7 u. 8 stellen Querschnitte (nach v. Kaven) solcher Strassenkronen dar. Zu beiden Seiten

des Dammes scheint ein bekiester Sommerweg vorhanden gewesen zu sein.

Eine andere Art von Strafsen,²⁾ welche wahrscheinlich auch der Römerzeit

¹⁾ Bavier, Die Strassen der Schweiz, Taf. I.

²⁾ Handb. d. Ingen.-Wissensch. II. Aufl.; Laissle, Strafsenbau S. 210.

entstammt, findet sich noch in Oberitalien und Tessin. Diese Strafsen bestehen aus rauhem Pflaster mit einem eingelegten Gleis aus Granitplatten, welches jedenfalls ausschliesslich den Verkehr vermittelte. Zwischen den Quaderstreifen dient eine Einsenkung zum Abfluss des Wassers, Fig. 9.

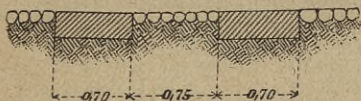
Zur Ueberschreitung von Mooren erbauten die Römer Bohlwege — die *pontes longi* — aus gespaltenen Baumstämmen, welche unter sich durch Langschwellen verbunden wurden. Die Bearbeitung der Hölzer geschah mit der Axt, nicht mit der Säge. Die Breite dieser Wege betrug etwa 3,0 m. Dieselben finden sich nur im Moor und endigen an der Grenze von Moor und Geest.

Eine solche Wegeanlage wurde z. B. im Jahr 1818 im Bourtanger Moor (niederländische Provinz Drenthe) aufgefunden.

Umfangreiche Reste von Bohlwegen im Großherzogthum Oldenburg sind 1873—1879 eingehend untersucht worden.¹⁾ Im Langen-Moore bei Lehe wurde 1855 ein 1100 m langer Bohlenweg aufgefunden und 1885 untersucht; dort ist an den sumpfigsten Stellen des bis über 9 m tiefen Moores auf Faschinenunterbau ein Bohlenbelag angebracht und darüber befindet sich wieder eine Faschinenlage und dann noch ein zweiter Bohlenbelag.

Die römischen Strafsen verfolgten in gebirgigen Gegenden meistens die sonnigen Lagen der Berge. Vielfach wurden sie, ihrem kriegerischen Zwecke

Fig. 9.



entsprechend, in kürzester Richtung unter Vermeidung von Einschnitten auf dem Berggrücken fortgeführt, wobei starke Steigungen (am Rhein und an der Mosel $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$) vorkommen. Nur in Nothfällen wurden sie tief eingeschnitten, in der Regel aber etwas über das Gelände erhöht gelegt, dessen natürlichem Gefälle sie sich so viel als möglich anschmiegen.

Als Beweis der Umsicht, mit welcher die Römer die Tracé ihrer Wege feststellten, mag Baviers Mittheilung dienen, dass die Jurabahnen und die Nationalbahn in der Ebene der Schweiz fast genau den ehemaligen Römerstraßen folgen.

²⁾ Mit dem Umfange des Reichs vergrößerte sich auch das Wegenetz. Es erstreckte sich am Ende der Kaiserzeit vom Norden Europas bis nach Afrika und Kleinasien auf eine Entfernung von 12 000 km und soll eine Gesamtlänge von 300 000 km erreicht haben. Die Strafsen waren, von dem *Milliarium aureum* auf dem Forum zu Rom ausgehend, in Meilen getheilt und mit Nummersteinen — *Milliarium* — versehen.

Sie waren in eine Anzahl Stationen getheilt, welche Ruhepunkte für Truppen und Reisende bildeten und mit „*mansiones*“ versehen waren, in denen Menschen und Thiere Nahrung und Obdach fanden.

Es mag noch kurz erwähnt werden, dass eine um das Jahr 1265 gefertigte Kopie einer wahrscheinlich um 200 n. Chr. angelegten Wegekarte des ganzen Römischen Reiches, die *tabula Peutingeriana*, in der Hofbibliothek zu Wien sich befindet. Dieselbe war auf 12 Pergamentblättern hergestellt, von denen eins verloren gegangen ist.

c) Die Strafsen im Mittelalter.

Mit dem Verfall des Römischen Reiches verfielen auch die Römerstraßen, obgleich es nicht an Versuchen fehlte, dieselben zu erhalten. So liess um das Jahr 600 die Königin Brunhilde von Austrasien²⁾ die Römerstraßen ihres Reiches wieder herstellen, und etwa 200 Jahre später verbesserte Karl d. Große die noch vorhandenen Wege und erweiterte das bestehende Wegenetz, um die Bewegung seiner Heere zu erleichtern. Aber diese Bemühungen waren nur wenig erfolgreich, weil sie in den späteren Zeiten nicht fortgesetzt wurden.

Obleich der Schwabenspiegel eine Breite von 16 Fuls für die Königsstrafe verlangte, und das danach gebildete allgemeine deutsche Baurecht, welches nach

¹⁾ v. Alten, die Römerwege in Oldenburg und Osthoff, Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881. Nr. 57.

²⁾ Müller, der Chausseebau, S. 145.

dem Tode des Kaisers Friedrich II. von den Reichsständen erneuert wurde, die Breite der Wagenwege zu 16 Fuß bestimmte, scheinen die meisten deutschen Handelswege doch erheblich schmalere gewesen zu sein. Die ungenügende Breite war um so empfindlicher, als die Strafsen größtentheils in tiefen, theils von der Natur durch Wasserablauf gebildeten, theils künstlich hergestellten, Einschnitten lagen. Bei dem damals allgemein üblichen Weiden des Viehes waren die Strafsen zum Schutze mit hohen lebenden Zäunen oder mit engen Holzvergitte- rungen, in der Nähe der Städte sogar mit Mauern begrenzt.

Bis in das 18. Jahrhundert hinein wurden die Landstrafsen nicht selten mit Faschinen oder Baumästen befestigt, weshalb in den Schriften des 16. bis 18. Jahrhunderts sich oft der Ausdruck verfaulte Strafsen findet; eine solche Strafsen war z. B. noch im vorigen Jahrhundert in Appenzell beider Rhoden vorhanden.¹⁾

Hierzu kommt noch, dass die ausgedehnten Waldungen neben den Strafsen nicht gelichtet wurden und dass diese Waldstrafsen bei Regenwetter und im Winter um so weniger fahrbar waren, als an Wasserabzügen allgemein Mangel herrschte.

Dass es nicht an einsichtigen Männern fehlte, welche die vorhandenen Uebelstände erkannten und den stets erneuerten Klagen der Handeltreibenden Abhilfe zu schaffen suchten, beweisen die bezüglichen Anordnungen der meisten deutschen Kaiser. So hat z. B. Karl IV. im Jahre 1372 seinen Bruder Wenzel zum „Strafsenaufseher von ganz Deutschland“ ernannt. Aber alle Bemühungen wurden vereitelt durch die allgemein herrschende, völlig unrichtige Anschauung vom Nutzen guter Wege.

Es scheint sogar, als ob vielfach die Wege absichtlich in schlechtem Zustande gehalten worden sind, weil man durch gute Wege die im Mittelalter fast immer drohende Kriegsgefahr noch zu vergrößern fürchtete und durch mögliche Unzugänglichkeit des Wohnortes sich gegen Truppendurchzüge und dergleichen zu schützen suchte.

Im Interesse des Handels Aufwendungen zur Verbesserung der Wege zu machen war man wenig geneigt. Denn man glaubte, dass der Handel nur den — viel beneideten und gehassten — Kaufleuten Nutzen bringe.

Auch auf die Verbesserung der Verkehrswege zur Erleichterung des geistigen und geselligen Verkehrs wurde kein Gewicht gelegt. Die mit großem Aufwand an Zeit und Geld unter Lebensgefahr und Entbehrungen aller Art unternommenen Reisen wurden zu Pferde gemacht; das Fahren ward als unmännlich verachtet.

So erklärt es sich, dass Jahrhunderte lang für Strafsenverbesserung fast nichts geschah als allenfalls die Erbauung von Brücken und die Pflasterung städtischer Strafsen.

d) Die Strafsenpflasterung in den Städten.

Ausserhalb Italiens, wo bekanntlich schon zur Römerzeit die Strassen der Städte kunstmässig befestigt waren, finden wir zuerst in Europa um das Jahr 850 Strafsenpflaster in der Stadt Cordova.²⁾

In Paris begann man mit der Pflasterung der Strassen unter Philipp II. im Jahre 1184, in Nürnberg und Strassburg im 14. Jahrhundert. In Augsburg wurde mit der Pflasterung 1415 durch einen reichen Kaufmann begonnen, welcher vor seinem Hause einen bestreiten Vorgang anlegen liess. Leipzig, Dresden und andere Städte hatten im 14. oder 15. Jahrhundert ebenfalls schon gepflasterte Strassen.

Berlin war noch in der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts nicht vollständig mit Strafsenpflaster versehen.

Strafsenreinigung war natürlich vor Einführung des Pflasters ganz unbekannt; absichtliche Verunreinigungen der Strafsen waren nicht untersagt. Noch erheblich verschlechtert wurde der Zustand durch das Halten von Schweinen, welche auf den Strafsen frei umherlaufen durften; solches wurde z. B. in Berlin erst 1861 verboten.

¹⁾ Bavier, die Strafsen der Schweiz. S. 37.

²⁾ Deutsche Bauzeitg., 1888, S. 262.

Die erste Strassenreinigung auf öffentliche Kosten — nicht auf Kosten der Anwohner — scheint in Paris im Jahre 1609 eingerichtet worden zu sein.

Die Pflasterungen wurden in jener Zeit durchgehends aus unbearbeiteten Findlingen hergestellt; von den Fahrstrassen scharf abgegrenzte Bürgersteige fehlten; die Entwässerung geschah durch muldenartige Gossen.

Selbst die größeren Städte boten bezüglich der Straßenspflasterung damals ein gleiches Bild wie die meisten kleinen Orte Norddeutschlands noch heute; die Verwendung bearbeiteter Pflastersteine, sowie die Anlage von Kanälen zur Abwässerung, welche in den römischen Städten schon allgemein üblich gewesen war, hatte man vergessen. Erst der lebhaftere Verkehr der neueren Zeit, welcher eine ebenere Straßenoberfläche dringend erforderlich machte, führte dazu, dass große Steine ein mal oder mehrmals aufgespalten und die glatten Flächen als Kopfflächen verwendet wurden. Um besseren Fugenschluss zu erzielen gab man den Kopfflächen vieleckige, später rechteckige Form. Solche bessere Pflasterung¹⁾ soll zuerst um das Jahr 1825 von Telford in London angewandt sein, wo rechteckige Pflastersteine auf Schotterunterbettung versetzt wurden.

Da die ungleiche Abnutzung der, stets sehr verschiedenartigen, Findlingstücke trotzdem die Herstellung eines dauerhaften, ebenen Pflasters nicht zuließ, gab man bei wichtigen Straßenzügen die Verwendung der Findlinge bald ganz auf und wandte sich den besseren, in Steinbrüchen gewonnenen Pflastermaterialien zu. Man gelangte so allmählig zu den in neuester Zeit in den städtischen Straßen üblichen, künstlich entwässerten Pflasteranlagen.

Im Landstraßenbau fanden und finden noch jetzt nur die geringwerthigeren Pflasterungen ausgedehnte Anwendung.

e) Die Steinschlag-Straßen der neueren Zeit.²⁾

Die erste Anregung zum Bau besterter Straßen außerhalb der Städte ging von den Fürsten aus, welche in der Nähe ihrer Hauptstädte, zur Benutzung für die Hof-Fuhrwerke, breite Wege mit schmalen Steinbahnen und stattlichen Baumreihen anlegen ließen.

Erst unter Ludwig XIV. von Frankreich begann man wieder mit dem Ausbau größerer Straßenzüge, der Landstraßen, und versuchte abermals die Herstellung von Steinschlagbahnen auf festem Unterbau, welche, wie schon oben angeführt, bereits im Alterthum bekannt gewesen waren.

α. Die alte französische Bauweise.

Fig. 10 stellt das alte französische Verfahren (1650—1700) bei der Anlage von Steinschlagbahnen dar. Auf einen Grundbau von großen flachen Steinen wurden kleinere zerschlagene Steine gebracht und darüber eine Wölbung von

Fig. 10.



Fig. 11.



zerschlagenen Kieselsteinen hergestellt. Die Breite der Straßenbahn betrug etwa 5 m, die Stärke an den Seiten etwa 0,6 m, in der Mitte etwa 0,9 m.

β. Die dänische Bauweise von 1793.

Die französische Bauart ist in die dänische Wegeordnung von 1793 übergegangen, Fig. 11. Hier wurde der Grundbau zwischen Bordsteinen hergestellt. Die Zwischenräume wurden verkeilt und mit Lehm ausgefüllt. Die Mittellage bestand aus kleineren Steinen, der Oberbau aus einer etwa 20 cm starken Kiesel-
lage. Jede Steinlage wurde festgewalzt.

¹⁾ Dietrich, Baumaterialien der Steinstraßen, S. 12.

²⁾ v. Kaven, Der Wegebau.

γ. Die alte österreichische Bauweise.

Nach der alten österreichischen Bauweise (nach Schemerl), welche in Fig. 12 dargestellt ist, wurde auf eine etwa 10 cm starke Lage von Schotter oder Bauschutt eine Lage verkeilter Bruchsteine gebracht, welche als Unterbau einer etwa 20 cm starken Lage kleinerer Bruchsteine und einer 10—15 cm starken Decklage diente. Die Decklage bestand bei wichtigen Strafsen aus gesiebtem Schotter, bei unbedeutenderen aus Sand.

Bei allen diesen Strafsenbauten ging man von der Absicht aus, durch größere, breite Steine dem darüber liegenden Steinschlag eine Unterlage zu geben, weil man annahm, daß die kleineren Steine sich zu tief in den Untergrund hinein drücken würden. v. Kaven bezeichnet dieses Verfahren als der „Kindheit des Strafsenbaues“ angehörend. Ein Fortschritt war schon, dass man später statt der platten, breiten Steine des Grundbaues eine Packlage aus pyramidal geformten Steinen anwandte, welche mit der breiten Seite auf dem Untergrunde standen und deren Zwischenräume mit kleineren Steinen verkeilt wurden.

δ. Die neuere französische Bauweise (1775).

Der Packlagenbau, Fig. 13, wurde im Jahre 1775 von Trésaguet zuerst angewandt und in Frankreich bis 1820 beibehalten. Der Erdkasten wurde, ebenso

Fig. 12.

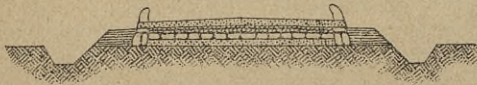
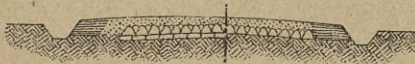


Fig. 13.



wie die Steinbahnoberfläche, gewölbt angelegt; die Packlage 0,15—0,20 m stark hergestellt. Die einzelnen Stücke wurden mit einer Schicht kleinerer Steine von 8—10 cm Größe verkeilt. Die noch bleibenden Zwischenräume wurden mit Sand und Kies ausgefüllt, gut gestampft und es ward darüber eine 9 cm hohe Lage von nussgroßen Steinen gebracht.

ε. Die preussische Bauweise.

In ähnlicher Weise wurden früher die preussischen Strafsen nach der „Anweisung zum Bau und zur Unterhaltung von Kunststrafsen, Berlin 1834“, hergestellt. Ueber eine 5—8 cm starke Packlage wurde eine Schicht aus zerschlagenen Steinen in solcher Stärke gebracht, dass diese Lagen zusammen etwa $\frac{2}{3}$ der ganzen Steinbahn ausmachten; dieselben wurden mit einer 60 bis 70 Z. schweren Walze 2—3 mal gewalzt. Die obere Lage, welche die Bordsteine deckt, wurde aus möglichst scharfkantigen, gleichförmigen Steinresten gebildet und mit einer 50—60 Z. schweren Walze, die allmählig bis auf 100 bis 120 Z. belastet wurde, 5—8 mal gewalzt. Dann folgte noch eine 5—8 cm starke Kieslage, welche ebenfalls festgewalzt wurde.

Neuere Vorschriften für Preußen sind in der „Instruktion zum Bau der Kunststrafsen“ vom 17. Mai 1871¹⁾ gegeben, deren wichtigste weiter unten bei Besprechung der jetzt üblichen Arten des Neubaus in der Hauptsache mitgeteilt werden.

Hier mag noch erwähnt werden, dass in Deutschland die ersten Pläne zu großen Staats-Chausseen unter Friedrich d. Gr. ausgearbeitet wurden, von denen die Chaussee von Magdeburg nach Leipzig kurz nach Friedrichs Tode in den Jahren 1788—1791 zur Ausführung gelangte.

ζ. Mac Adam's Bauweise.

Ein von den bis jetzt beschriebenen Bauweisen grundsätzlich abweichendes

¹⁾ Deutsche Bauzeitg., 1871, S. 421 und: zur Nieden, Bau der Strassen und Eisenbahnen, S. 43.

Verfahren, die Herstellung der Steinbahnen nur aus klein zerschlagenen Steinen ohne einen aus größeren Stücken bestehenden Unterbau, wurde empfohlen und in weiten Kreisen bekannt durch den Schotten Mac Adam (1820). Doch ist derselbe nicht der Erfinder dieses oft nach ihm benannten Verfahrens, welches schon früher in verschiedenen Ländern in nahezu gleicher Weise ausgeführt war. Z. B. wurde in Schweden in der ehemaligen Grafschaft Mark in den Jahren 1788—1792 eine Wegestrecke ohne besonderen Grundbau nur aus klein zerschlagenen Steinen angefertigt.

Mac Adam bildete die Steinbahn nicht in einem Erdkasten, sondern führte dieselbe in ganzer Breite der Strasse bis an die Grabenkanten aus, damit ein ungehinderter Wasserabfluss stattfinden könne. Aus scharfkantigen Steinstücken von gleichmäßiger Größe wurde die Steindecke 25 cm, später oft nur 15 cm stark ohne Bindematerial hergestellt. Sie sollte möglichst wasserdicht sein, da der Untergrund nur im trockenen Zustande die durch den Steinschlag übertragene Last der Räder mit Sicherheit aufnehmen kann, ohne Eindrücke zu erleiden.

Die Größe der Steinstücke war durch die Vorschrift bestimmt, dass das Gewicht derselben nicht mehr als 170 g betragen dürfe. Eine Dichtung der Steinschlagbahn durch Walzen fand nicht statt.

7. James Patterson's Bauweise.

Weiter ausgebildet wurde Mac Adam's Bauweise zuerst durch James Patterson (1822). Derselbe bildete eine 20—25 cm starke Steinbahn aus Stücken, welche durch einen 6 cm weiten Ring gingen und etwa 110 g wogen. Der Steinschlag wurde in mehreren Lagen aufgebracht und — was besonders hervor zu heben ist — vor dem Gebrauch festgewalzt.

Wo der Grund nicht trocken und wasserdurchlässig war, wurden schmale mit Steinen gefüllte Rinnen nach der Länge der Straße angelegt, Fig. 14, von denen in gewissen Abständen Seitenrinnen in den Graben führten.

Fig. 14.



8. Die hannoversche technische Anweisung von 1860.

Eine weitere Entwicklungsstufe in der Herstellung der Steinschlagbahnen bezeichnet die von Bokelberg bearbeitete hannoversche technische Anweisung zum Bau und zur Unterhaltung der Kunststraßen von 1860.

Das in derselben beschriebene Verfahren bei der Herstellung der Steinbahnen ohne Packlager weicht von der früheren Bauweise wesentlich darin ab, dass der Fahrbahnkörper in der Regel aus 2 (oder auch 3) verschiedenen Schichten gebildet wird, von denen die Unterbauschicht aus Sparsamkeitsgründen mit geringerem, weniger gut zerkleinertem Steinmaterial gebildet wird, als die Decklage.

Auch die Herstellung von Steinschlagbahnen auf Packlagerunterbau, sowie auf Kiesunterbau wird in dieser Anweisung — wenn auch kürzer — berücksichtigt.

f) Die Strafsen unter dem Einfluss der Eisenbahnen.

a. Die gegenwärtige Bedeutung der Landstraßen.

Einen völlig umgestaltenden Einfluss auf die Entwicklung des Strafsenbaues übte in unserm Jahrhundert die Erbauung der Eisenbahnen. Während bis zur Erfindung der Lokomotive die Landwege — so weit nicht die Wasserläufe in Frage kamen — als große Handelswege die fernsten Länder unter einander verbanden, sind sie jetzt in die zweite Linie gedrängt; sie sind die Vermittler des Verkehrs von Ort zu Ort geworden. Keineswegs aber haben sie an Bedeutung verloren; es ist vielmehr das Bedürfnis nach guten Wegen noch in stetem Wachsen. Zum Beweise hierfür mag dienen, dass durch die Veränderung der Verkehrsverhältnisse das Landfuhrwerk sich an Zahl nicht vermindert, sondern erheblich vermehrt hat. Während z. B. der durchschnittliche

Strafsenverkehr in Baden für 1 Tag und 1 km im Jahre 1855 nur 95 Zugthiere betrug, war derselbe bis zum Jahre 1880 auf 138 Zugthiere gewachsen.

Auf 83 $\frac{0}{10}$ aller Landstraßen in Baden¹⁾ hat in der Zeit von 1851 bis 1873 der Verkehr zugenommen oder wenigstens nicht abgenommen; nur auf 17 $\frac{0}{10}$ der Strafsen ist eine Verringerung festgestellt. Letztere Strafsen sind größtentheils solche, welche den Eisenbahnen parallel laufen und deshalb einen großen Theil ihres durchgehenden Verkehrs abgeben mussten.

Die zunehmende Bedeutung der Strafsen wird auch durch die Thatsache bewiesen, dass (gleichzeitig mit dem Eisenbahnnetze) das Landstraßennetz in stetigem Wachstum sich befindet. Hannover²⁾ z. B., welches 1816 nur 675 km Chausseen besaß, hatte deren im Jahre 1830 1335 km, und im Jahre 1883 ein Wegenetz von mehr als 10 000 km ausgebauter Strafsen (Chausseen, Landstraßen und Gemeindegewege).

Während die Eisenbahnen den durchgehenden großen Verkehr an sich gezogen haben, sind sie außer Stande, den Anforderungen des Klein-Verkehrs zu genügen, weil durch die Höhe der Anlage- und Betriebskosten der Erweiterung des Eisenbahnnetzes enge Grenzen gezogen sind. Ferner können die Eisenbahnen nicht an jedem Punkte ihrer Länge zur Aufnahme und Abgabe des Verkehrs eingerichtet werden. Sie eröffnen deshalb, strahlenförmig nach den Haltestellen gerichtet, einen lebhaften Land-Verkehr und schaffen damit das Bedürfnis nach zahlreichen bequemen Zufuhrwegen, auf denen die Erzeugnisse des Ackerbaues und der Gewerthätigkeit frei und ungehindert herbeiströmen können, um auf die durch die besseren Beförderungsmittel zum großen Theile neu eröffneten Absatzgebiete vertheilt zu werden.

Einen Begriff von dem Werthe guter Strafsen gewinnt man auch aus folgender Betrachtung: Nach der Zählung von 1873 hatte Preußen 2 278 724 Pferde. Wenn man nun annimmt, dass in Folge des Ausbaues guter Wegenetze jedes Pferd zu einer Mehrleistung im Werthe von täglich 1 M. im Stande ist, so entstände bei 2 Millionen Pferden und 300 Arbeitstagen ein jährlicher Gewinn von 600 000 000 M.

β. Der Einfluss der Eisenbahnen auf die Bauart der Landstraßen.

Der Veränderung der Aufgabe entsprechend musste natürlich auch die Bauweise der Landstraßen sich verändern. Da schwerer Durchgangs-Verkehr gewöhnlich entfiel, wurde nicht selten, dem örtlichen Bedürfnisse entsprechend, die Wegebreite eingeschränkt und die Stärke der Steindecke verringert. Auch wird es sich gegenwärtig nicht mehr empfehlen, mit großem Kosten-Aufwande ohne Rücksicht auf anliegende Ortschaften, lange geradlinige Strafsenzüge auszubauen — wie es z. B. unter Napoleon I. zu geschehen pflegte —; vielmehr hat man sich jetzt, von Ort zu Ort fortschreitend, möglichst den vorhandenen Wegen anzuschließen und danach zu streben, dass möglichst viele Ortschaften an dem Nutzen der Strafsen Antheil haben.

γ. Das Verhältniss der Eisenbahnen zu den Landstraßen.

Es folgt aus dem Vorstehenden, dass Landstraßen und Eisenbahnen sich in der Regel gegenseitig unterstützen müssen. Die Frage, in welchem Umfange überhaupt die Landstraßen mit den Eisenbahnen (und ebenso mit den Wasserwegen) den Kampf aufnehmen können, oder mit anderen Worten, einen wie großen Theil des Verkehrs einer Landstraße eine neu zu erbauende parallel laufende Eisenbahn an sich ziehen wird, kann in folgender Weise beantwortet werden:

Die Eisenbahn-Beförderung bietet der Landstraßen-Beförderung gegenüber Vortheile durch Ersparniß an Frachtkosten und Gewinn an Zeit. Im Nachtheil ist dieselbe dadurch, dass die zu versendenden Güter mit Landfuhrwerk zur Eisenbahnhaltestelle geschafft, von dort abgefahren und dabei zwei mal umgeladen werden müssen. Die Eisenbahnbeförderung ist deshalb anzuwenden, wenn die Entfernung so groß ist, dass die erwähnten Vortheile bedeutend

¹⁾ Beiträge zur Statistik der inneren Verwaltung des Großherzogth. Baden, Heft 38, Strafsenbau.

²⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen. Ver., 1881, S. 308.

werden, als der Nachtheil. Andernfalls ist die unmittelbare Beförderung der Waaren mit Landfuhrwerk vom Orte der Herstellung zum Käufer, bezw. zum Marktorde, vorzuziehen. Zu beachten ist dabei, dass manche Güter, z. B. Steinkohlen, durch jedes Umladen an Werth verlieren.

In ähnlicher Weise kann ermittelt werden, welcher Theil des Personenverkehrs nach der Anlage einer Eisenbahn die Landstrasse noch ferner benutzen wird.

J. Der Strassenverkehr.¹⁾

Als Mafsstab zur Beurtheilung des Verkehrs kömnen folgende Einheiten angenommen werden:

1. die beförderte Nutzlast,
2. die Anzahl der Fuhrwerke,
3. die Anzahl der Zugthiere.

Durch Benutzung aller dieser Einheiten gewinnt man freilich kein ganz zutreffendes Bild, da manche Arten des Verkehrs (z. B. Fussgänger, Handkarren u. dergl.) ausser Betracht bleiben; indessen hat diese Unvollständigkeit für die Strassenbau-Verwaltung verhältnissmässig wenig Bedeutung.

Am besten würde die Inanspruchnahme der Strasse durch den Verkehr durch das Gewicht der beförderten Lasten bezeichnet werden können. Die Ermittlung dieser Ziffer durch unmittelbare Zählung ist aber — abgesehen von einzelnen besonderen Fällen — mit so ausserordentlichen Schwierigkeiten verbunden, dass zuverlässige Ergebnisse nicht zu gewinnen sind. Noch schwieriger als die Ermittlung der beförderten Gesamtlast würde die Feststellung der Nutzlast sein; auch hätte eine Zählung dieser Art gröfsere Bedeutung für den Handel, als für die Strassenunterhaltung, welche hier in erster Linie in Betracht kommt.

Man pflegt deshalb die durchschnittliche Anzahl der Fuhrwerke oder, noch besser, der Zugthiere, welche im Laufe eines Tages auf einer Strasse an einer bestimmten Stelle vorbei kommen, den Verkehrs-Zählungen zu Grunde zu legen. Hieraus ist nach Ermittlung von Durchschnittswerthen auch das Gewicht der beförderten Lasten annähernd zu berechnen.

Besondere Schwierigkeit bietet die Ermittlung des landwirthschaftlichen Verkehrs vom Hofe nach dem Acker und umgekehrt. Unmittelbar vor dem Dorfe ist derselbe lebhaft, weiter entfernt geringer und an der Feldmarksgrenze verschwindet er ganz; dort ist eine vollständige Verkehrsscheide. In der Feldmark selbst gestaltet sich der Ackerverkehr strahlenförmig; alle Fuhrwerke treffen im Mittelpunkte, im Dorfe, zusammen. Strassen, welche die Feldmark in der Nähe der Grenze durchschneiden, ohne den Ort zu berühren, haben in der Regel gar keinen Ackerverkehr, und es muss deshalb, je nach dem Standorte des Zählers das Ergebniss der Zählung anders ausfallen, während für die Ermittlung des Durchgangsverkehrs der Standort des Zählers innerhalb gewisser Grenzen einflusslos ist.

Nach ausgeführten Beobachtungen beträgt die Zahl der Zugthiere täglich auf den Strassen:

1. In Gegenden ohne jede Gewerbthätigkeit	10— 15
2. Daselbst in der Nähe kleiner Flecken	15— 25
3. In der Nähe von Flecken, die kleine Marktorde bilden, oder in Gegenden mit geringer Gewerbthätigkeit	25— 40
4. In der Nähe von Marktorde von etwas gröfserer Bedeutung oder in Gegenden mit etwas entwickelterer Gewerbthätigkeit	40— 75
5. In Gegenden mit ziemlich entwickelter Gewerbthätigkeit	75— 150
6. In Gegenden mit reicher Gewerbthätigkeit	150— 400
7. In der Nähe grosser Städte	400—3000

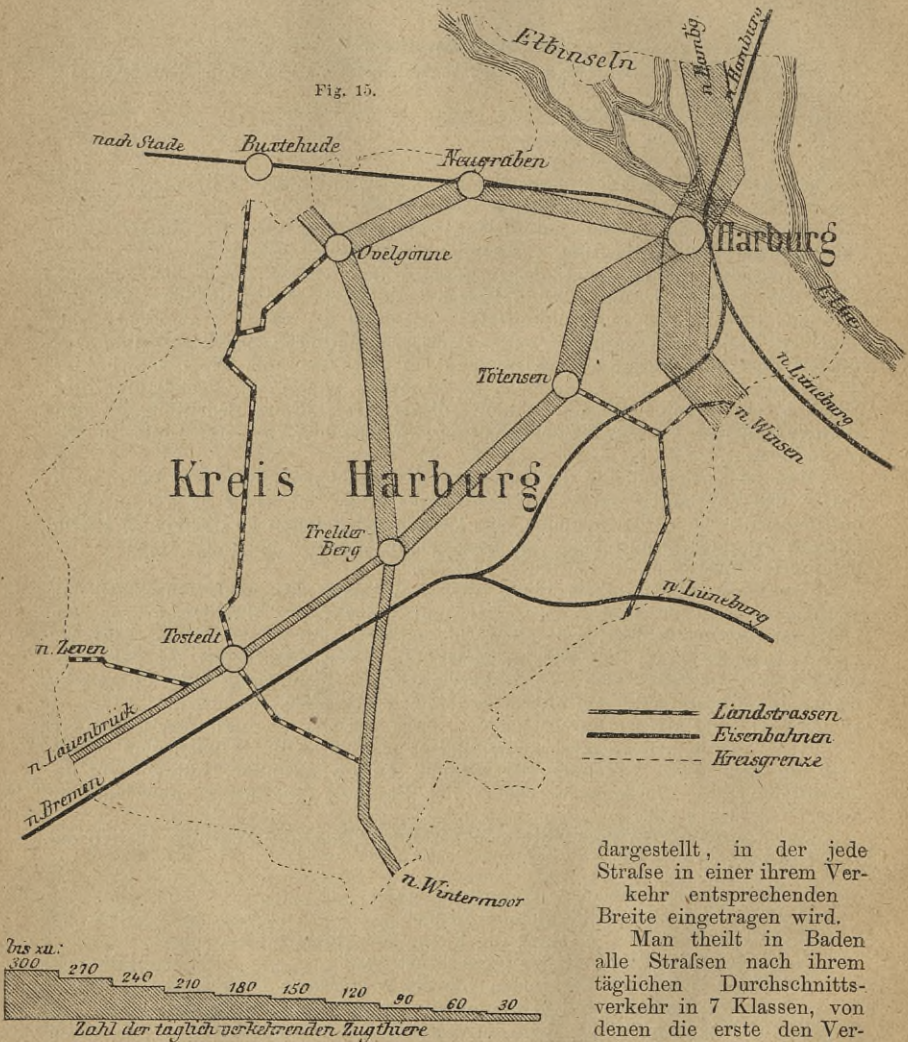
Ausgedehnte Zählungen des Verkehrs sind seit 1850 in Baden²⁾ vorgenommen. Dort werden während der Arbeitsstunden durch 4 Monate des Jahres

¹⁾ Ueber Verkehr auf städtischen Strassen vergl. „Städtisches Strassenwesen“, S. 36.

²⁾ Statistische Betrachtungen über den Aufwand für die Unterhaltung der Landstrassen im Großherzogthum Baden 1882.

ganz ohne Berücksichtigung des ländlichen Ortsverkehrs,¹⁾ alle dem durchgehenden Verkehr dienenden Zugthiere gezählt und wird danach der Mittelwerth bestimmt. Für den Verkehr zur Nachtzeit und an den Sonntagen wird ein Zuschlag gemacht. Seit 1880 sollen diese Ermittlungen nur alle 4 Jahre vorgenommen werden. Die Ergebnisse werden graphisch in einer Verkehrskarte

Fig. 15.



30 Zugthieren aufweist. In der 1. Klasse sind nur $\frac{1}{2}\%$ der Landstrassen; in der 2. (500 bis 1000 Zugthiere) $1,5\%$; in der 3. (250 bis 500 Zugthiere) 8% ; in der 4. (100–250 Zugthiere) 29% ; in der 5. (50 bis 100

¹⁾ Ob solches Verfahren zweckmässig ist, mag hier unerörtert bleiben.

Zugthiere) 27 $\frac{0}{10}$; in der 6. (30 bis 50 Zugthiere) 21 $\frac{0}{10}$; in der 7. 13 $\frac{0}{10}$. Der größte Verkehr von 2818 Zugthieren findet zwischen Karlsruhe und Durlach statt.

In Württemberg betrug der tägliche Durchgangsverkehr auf den Staatsstrassen¹⁾ im Jahresdurchschnitt für 1^{km} StraÙe 1860: 175 Zugthiere, 1874: 134, 1884: 144.

Nach ähnlichen Grundsätzen, wie in Baden, sind im Jahre 1884 auf den Chausseen der Provinz Hannover Ermittlungen des Durchgangsverkehrs ausgeführt worden, welche man später auch auf die LandstraÙen auszudehnen beabsichtigt; wenn möglich soll auch der landwirthschaftliche Ortsverkehr Berücksichtigung finden.

Die rund 3200^{km} Chausseen waren in 538 Zählstrecken getheilt, deren Länge im Mittel 6,0^{km} betrug, nach den örtlichen Verhältnissen aber zwischen 3 und 12^{km} schwankte; dieselben wiesen durchschnittlich in 24 Stunden einen Durchgangsverkehr von 114 Zugthieren auf. Der Nachtverkehr ist theils — auf bedeutenderen StraÙen — gezählt, theils geschätzt; die Zählungen ergaben durchschnittlich 21,6 $\frac{0}{10}$ des Verkehrs in den Arbeitsstunden. Der Verkehr in der Mittagsstunde kann zu 9,5 $\frac{0}{10}$ des Verkehrs in den Arbeitsstunden gerechnet werden. Der Sonntagsverkehr schwankt im Vergleich zu dem Alltagsverkehr je nach den örtlichen Verhältnissen in weiten Grenzen; meistens ist derselbe erheblich geringer.

Als Beispiel einer Verkehrskarte mag die in Fig. 15 gegebene, diesen Ermittlungen entnommene Darstellung des Durchgangsverkehrs auf den Chausseen des Kreises Harburg im Jahre 1884 dienen, welche das Zusammenströmen des von Südwesten kommenden Verkehrs in der Stadt Harburg erkennen lässt.

In Frankreich²⁾ sind Ermittlungen des Verkehrs auf den StaatsstraÙen (routes nationales) seit dem Jahre 1844 in regelmäßigen Zwischenräumen von 5—8 Jahren angestellt worden. Im Jahre 1882 waren 4344 Zählstellen eingerichtet; die Länge der Zählstrecken betrug durchschnittlich 8624^m. An jedem 13. Tage, also im ganzen Jahr an 28 Tagen, an den einzelnen Wochentagen abwechselnd, wurden Zählungen vorgenommen. Nur 7 mal im Jahr wurde zur Nachtzeit gezählt und es hat sich herausgestellt, dass der nächtliche Verkehr durchschnittlich $\frac{1}{6}$ des Gesamtverkehrs ausmacht.

Als Verkehrseinheit³⁾ gilt in Frankreich der „Einspannerwerth“ (collier) für beladenes Fracht- oder landwirthschaftliches Fuhrwerk; alle übrigen Verkehrsarten werden auf diese Einheit bezogen. Beladenes oder leeres öffentliches Reisefuhrwerk (Post, Omnibus) wird in Rechnung gestellt = 1; Privatfuhrwerk und leeres Frachtfuhrwerk = $\frac{1}{2}$; einzelne nicht angespannte Pferde und Großvieh = $\frac{1}{5}$; Kleinvieh = $\frac{1}{3}$.

Nach den angestellten Gewichtsermittlungen ist das Gesamtgewicht des Einspannerwerthes oder der Verkehrseinheit zu 980^{kg} festgestellt, wovon die Hälfte als Nutzlast angesehen werden kann.

Der durchschnittliche Tagesverkehr (24 Stunden) betrug 220 Verkehrseinheiten oder 215^t (darunter 178,3 Grund-Einspannerwerthe).

In welcher Weise die Ergebnisse der Verkehrszählung für den StraÙenbau nutzbar zu machen sind ist weiter unten bei der Besprechung der Wahl des StraÙenbaumaterials und bei der Berechnung des Materialbedarfs zur Unterhaltung der Steinschlagbahnen zu erörtern.

ε. Ausdehnung einiger StraÙennetze.

In Preußen wurde durch das Dotationsgesetz vom 8. Juli 1875 die Unterhaltung der Staatschausseen in einer Ausdehnung von 22 103^{km} unter Gewährung einer entsprechenden Jahresrente den einzelnen Provinzen überwiesen. Diese Chausseen sind zu unterscheiden von den StraÙen, zu deren Verwaltung die kleineren kommunalen Verbände verpflichtet sind — den Kreis- oder Land-StraÙen —, sowie von den Gemeinde-Chausseen, deren Neubau und Unterhaltung unter obrigkeitlicher Aufsicht den Gemeinden obliegt. Es ist den Provinzial-

¹⁾ Zeitschr. des Hannov. Archit. u. Ingen. Ver. 1890. Bl. 30. Fig. 1.

²⁾ Ann. d. ponts et chauss., 1881 S. 1323 u. 1470; 1883 S. 529 u. 646 u. Zentralbl. d. Bauverwiltg., 1887 S. 254.

³⁾ Wochenbl. f. Archit. u. Ingen., 1884 S. 339.

verbänden gestattet, die Verwaltung und Unterhaltung der früheren Staatschassen den Kreisen zu übertragen; doch ist von dieser Befugniss nur in den Provinzen Ost- und Westpreußen, Pommern und Schlesien in größerem Umfange Gebrauch gemacht worden. Neubau von Provinzialchassen haben die Provinzialverbände theils grundsätzlich, theils thatsächlich nicht mehr ausgeführt, sondern sich auf die Unterstützung des Kreis- und Gemeinewege-Baues beschränkt. Die Organisation der Wegebau-Verwaltung hat sich, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, in den einzelnen Provinzen in verschiedenster Weise gestaltet.¹⁾ Eine Besprechung dieses Gegenstandes würde hier zu weit führen.

Durch Erlass des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Mai 1879 sind die Regierungen angewiesen worden, systematische Verzeichnisse aller ausgebauten Strafsen anzulegen und es liegt für Anfang 1882 die erste vollständige Zusammenstellung des im Staate vorhandenen Kunststraßennetzes vor;²⁾ deren wichtigste Zahlen in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind:

Provinz	Provinz- u. Bezirks- chassen	Kreis- chassen	Ge- meinde- chassen	Privat- usw. chassen	Gesamt- länge	Chausseelänge m	
	km	km	km	km	km	auf 1 qkm	auf 1 Ein- wohner
Ostpreußen	1838,3	2558,1	2,0	14,0	4412,4	119,3	2,28
Westpreußen	962,4	2090,2	0,9	—	3052,8	119,7	2,17
Brandenburg	1439,6	2854,9	217,1	374,2	4885,8	192,4	1,44
Pommern	1062,8	2311,8	4,1	12,8	3391,5	112,6	2,20
Posen	3292,8	151,6	—	70,7	3515,1	122,3	2,06
Schlesien	2096,8	3350,9	99,4	1284,8	6781,9	168,3	1,69
Sachsen	2043,9	1657,0	747,2	394,2	4842,3	191,8	2,09
Schleswig-Holstein	2048,3	330,9	52,3	—	2431,5	129,0	2,15
Hannover	3299,9	5623,9	580,4	219,3	9729,5	253,0	4,58
Westfalen	2440,0	1721,5	1206,9	131,5	5519,9	273,2	2,70
Hessen-Nassau	2686,4	40,7	—	—	2727,1	173,8	1,75
Rheinprovinz	6668,0	131,5	438,9	110,9	7349,3	272,4	1,80
Hohenzollern	226,6	—	86,0	—	312,6	273,5	4,60
Zusammen	30115,8	22823,0	3434,5	2562,4	58945,7	i M. 169	i M. 2,16

Hieraus ergibt sich, dass Hohenzollern nicht allein das dichteste Wegennetz, sondern auch die größte Wegelänge im Vergleich zur Einwohnerzahl besaß.

Nachstehende Zusammenstellung³⁾ vom Schlusse des Jahres 1886 zeigt, dass in dem fünfjährigen Zeitraume eine Vermehrung der ausgebauten Strafsen um 6308,3 km oder 17 $\frac{1}{10}$ stattgefunden hat:

Provinz	Provinz- u. Bezirks- chassen	Kreis- chassen	Gemeinde- chassen	Privat- chassen	Gesamt- länge
	km	km	km	km	km
Ostpreußen	1824,0	3019,4	2,0	25,2	4870,6
Westpreußen	963,4	2384,8	4,5	—	3552,7
Brandenburg	1433,2	3512,0	186,1	221,7	5363,0
Pommern	1794,0	1865,1	4,1	14,2	3677,4
Posen	3323,2	164,7	5,1	82,9	3575,9
Schlesien	2053,0	4625,1	144,2	1671,4	8493,7
Sachsen	2029,2	2066,4	949,8	455,7	5501,1
Schleswig-Holstein	2400,8	330,9	49,8	—	2781,5
Hannover	3298,0	6143,3	1031,7	222,1	10695,1
Westfalen	2486,3	1919,0	1390,1	127,5	5922,9
Hessen-Nassau	2793,4	40,7	—	—	2834,1
Rheinprovinz	6785,5	107,6	592,5	185,1	7670,7
Hohenzollern	229,1	—	86,2	—	315,3
Zusammen	31413,1	26379,0	4456,1	3005,8	65254,0

Mehr als 16 $\frac{1}{10}$ der ausgebauten Strafsen Preußens entfallen hiernach auf die Provinz Hannover.

1) Zentralbl. d. Bauverwltg. 1884, S. 309. 2) Das. 1883, S. 153.

3) Zentralbl. d. Bauverwltg. 1887. S. 494.

Innerhalb des Deutschen Reichs dürfte das Wegewesen am besten ausgebildet sein in Baden, Braunschweig und in der Provinz Hannover.

Baden¹⁾, wo die unter Staatsverwaltung stehenden Strafsen als „Landstraßen“ bezeichnet werden, besaß im Jahre 1856: 1813 km; 1868: 3116; 1870: 3342; 1882: 3979 km Landstraßen. Es entfallen also auf jeden Kopf der Bevölkerung 2,5 lfd. m, auf 1 qkm 260 m Landstraßen, in welcher Zahl die von den Kreisen zu unterhaltenden Vizinalwege und Gemeindegewege nicht eingerechnet sind. Die Länge der im Jahre 1875 vorhandenen, unter Aufsicht der Staatsbehörden stehenden Gemeindegewege betrug 5982 km; dieselbe ist seitdem noch erheblich gewachsen. Werden letztere eingeschlossen so entfallen auf jeden Einwohner etwa 6,3 m, auf 1 qkm etwa 650 m Strafsen.

Durch Gesetz von 1883 wurden aus dem damals 3982,5 km Strafsen umfassenden Landstraßen-Verebande 932,7 km ausgeschieden und den Kreisen zur Unterhaltung überlassen.²⁾ Alle Strafsen werden in 3 Klassen getheilt: Landstraßen, Kreisstraßen und Gemeindegewege.

In Braunschweig³⁾ werden Staatschaussen und Kreisstraßen unterschieden; von ersteren waren im Jahre 1880: 751 km, von letzteren 2260 km vorhanden. Es entfallen 816 m auf 1 qkm und 8,6 m auf 1 Einwohner. Forstwege (von denen im Jahre 1880 240 km besteuert waren) und Gemeindegewege sind hierbei nicht berücksichtigt. Danach scheint in Braunschweig von allen Staaten Europas die größte Wegelänge im Verhältniss zu der Einwohnerzahl vorhanden zu sein.

Bayern soll 560 m Strafsen auf 1 qkm und 5,8 m auf 1 Einwohner besitzen.

Württemberg⁴⁾ hatte am Ende des Jahres 1882: 2691 km Staatsstraßen und 1098 km mit Staatsbeiträgen unterhaltene Vizinalstraßen. Davon (zusammen) entfallen auf 1 qkm 194 m und auf 1 Kopf der Bevölkerung rd. 2 m Strafsen.

Die — vielfach mitgetheilten — Längenangaben über die Strafsennetze des Auslandes haben nur geringen Werth, wenn nicht genau bekannt ist, welche Klassen von Strafsen (nach Bauart und Verwaltung) in der Ziffer enthalten sind und in welchem Jahre die Längen-Ermittelungen vorgenommen wurden. Durch die Ungenauigkeit der einzelnen Angaben in dieser Beziehung erklärt es sich auch, dass die an verschiedenen Stellen mitgetheilten Zahlen fast stets von einander abweichen.

Ueber das Wegenetz der Schweiz finden sich sehr ausführliche wissenswerthe Angaben bei Bavier⁵⁾. Danach hatte die Schweiz im Jahre 1878 6547,7 km Hauptstraßen 1. und 6805,8 km Hauptstraßen anderer Klassen. Es kommen: auf 1 qkm 158 m, auf 1 Einwohner 2,45 m Hauptstraßen 1. Klasse. Strafsen unter 4,2 m Breite (einschließlich der Seitengraben), sowie Gemeindegewege sind dabei nicht berücksichtigt.

Norwegen⁶⁾ besitzt 24 400 km Strafsen, davon 7800 km Hauptstraßen, 14 600 km Nebenstraßen und 2000 km Reitwege.

Böhmen⁷⁾ hatte im Jahre 1876 12 405,9 km Bezirksstraßen und 4674,7 km Gemeindestraßen, im Jahre 1881 13 491,5 km Bezirksstraßen und 4894,3 km Gemeindestraßen, zusammen also etwa 354 m auf 1 qkm.

Italien⁸⁾ besaß 1883 ein Wegenetz von 8387,577 km Staatsstraßen, dabei 255,482 km dem Staate gehörige Ortsstraßen. Die italienischen Strafsen theilen sich in Staats-, Provinzial-, Gemeinde- und Nebenstraßen.

In Spanien⁹⁾ sind die Landstraßen (carreteras) nach ihrer Bedeutung in 3 Klassen getheilt. Ende 1882 waren nach amtlicher Veröffentlichung vorhanden:

1) Statistische Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der Landstraßen in Baden. 1882.

2) Baer, das Strafsenbauwesen im Großherzogthum Baden. S. 15.

3) Zeitschr. d. Hann. Arch- u. Ing.-Ver. 1883. S. 319.

4) Zentralbl. d. Bverlitz. 1884. S. 526.

5) Bavier, die Strafsen der Schweiz.

6) Ann. d. ponts et chauss. 1887. S. 409—437.

7) Petrik, das Walzen der Strafsen.

8) Zentralbl. d. Bwvltg. 1885. S. 123 u. 1886 S. 405.

9) Zentralbl. d. Bwvltg. 1885. S. 294.

Landstraßen	Kilometer				
	gebaut	im Bau	im Plan genehmigt	in Vorbe- reitung	zusammen
1. Ordnung	7 286	174	60	71	7 591
2. Ordnung	7 762	1193	397	933	10 285
3. Ordnung	8 463	3503	2087	10 841	24 896
zusammen	23 511	4872	2544	11 845	42 772
Landwege (caminos vicinales) . .	17 318	1346	1475	18 432	38 571

Frankreich¹⁾ hatte Ende 1883: 37 500 km Staatsstraßen, von denen 35 000 km mit Steinschlagbahn versehen, 2500 km gepflastert waren. Dazu kamen an Departements-Straßen 38 000 km; an Kreisstraßen 1., 2. und 3. Ordnung 105 000, 82 000 und 398 000 km.

Im Jahr 1880 soll das europäische Russland²⁾ ein Wegenetz von 14 300 km Kunststraßen besessen haben. Die ersten derselben wurden im Anfange dieses Jahrhunderts aus strategischen Gründen erbaut.

Besteint sind nur diese Kunststraßen, während die gewöhnlichen Landstraßen — welche wieder in Poststraßen, große Wege, und Land- oder Gemeindegewege unterschieden werden — der künstlichen Befestigung der Fahrbahn entbehren. Bei den Land- oder Gemeindegewegen sind Kunstbauten möglichst vermieden; die von denselben getroffenen Wasserläufe werden meistens an seichten Stellen durchfurthet.

In England sollen auf 1 qkm 632 m, auf 1 Einwohner 6,3 m Straße entfallen.

Belgien soll von allen europäischen Strafsen das dichteste Wegenetz besitzen: 831 m auf 1 qkm und 6,3 m Straße auf 1 Einwohner.

II. Die Strafsen-Fuhrwerke.

a) Die Bauart der Fuhrwerke.

α. Die ältesten Transportmittel

zum Fortschaffen untheilbarer Lasten waren die Schleifen und Schlitten³⁾; erst später scheint die Anwendung von Walzen üblich geworden zu sein. Die bei dem Gebrauche der Walzen erzielte Verminderung der Zugwiderstände führte dazu, die Achse der Walzen zu verkörpern und zu lagern, also das Räderfuhrwerk zu erfinden, bei dem die schmalen

Fig. 16.



Walzen (= Räder) mit dem Gerüst, auf dem die Last ruht, zugleich fortgeschafft werden. Dieser Vorgang wird deutlich an dem in Fig. 16 dargestellten Bauernkarren der alten Britten, wie er bis in unsere Zeit in Wales vorkommt. Derselbe ist durch die einfache Herstellung des Wagenstelles und der Gabeldeichsel bemerkenswerth.

Anstatt der Scheibenräder wird ursprünglich wohl ein rundes Baumstück verwandt worden sein.

Die Bauart der Fuhrwerke⁴⁾ ist von größtem Einfluss nicht allein auf die Verringerung der Zugwiderstände, sondern auch auf die Dauer der Strafsenfahrbahnen.

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Arch- u. Ingen.-Ver. 1886. S. 224 u. 253.

²⁾ Zeitrabl. d. Bwltg. 1886. S. 342.

³⁾ Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre. Ed. III.

⁴⁾ v. Kaven, Der Wegebau.

β. Die Raddurchmesser.

Zur leichteren Beweglichkeit der Wagen und zu bequemer Anordnung des Aufbaues, auch, um die Stränge niedrig genug anspannen zu können, ist es günstig, den Vorderrädern einen kleineren Durchmesser zu geben, als den Hinterrädern.

Nach Umpfenbach sind folgende Abmessungen der Räder bei guten Strafsen am vortheilhaftesten:

1. für 2 rädriqe Frachtkarren 1,6—1,75 m;
2. bei 4 rädriqen Frachtwagen: für Vorderräder 0,95 m, für Hinterräder 1,17—1,22 m;
3. bei 4 rädriqem schnellen Fuhrwerk: für Vorderräder 0,7—0,88 m, für Hinterräder 1,7—1,31 m.

Bei schlechten Wegen sollen diese Maafse um 0,15 bis 0,30 m vergrößert werden.

Zur Prüfung ausgedehnter, von Morin und Dupuit gemachter Versuche mit Strafsenfuhrwerk trat in Frankreich im Jahre 1839 eine Kommission zusammen, welche folgende Klassen von Rädern vorschlug:

1. kleine Räder 1,00; 1,067; 1,33; 1,50 m;
2. grofse Räder 1,667; 1,883; 2,00; 2,155 m,

γ. Die Radfelgen-Breiten.

Um zu verhindern, dass durch übergrofsen Druck der Räder das Steinmaterial der Strafe zermalmt und die Strafsenoberfläche — durch Gleisbildung — zerstört wird, sind über das Verhältniss des Ladungsgewichts zu den Radfelgenbreiten fast in allen Ländern gesetzliche Bestimmungen getroffen. Doch sind die ursprünglichen Ansichten über die Nützlichkeit der breiten Felgen sehr schwankend geworden und man nimmt jetzt allgemein an, dass über eine gewisse Breite der Felgen hinaus eine gleichmäfsige Druckvertheilung nicht mehr stattfindet. Die erwähnte französische Kommission z. B. schlug als Höchstbreite der Felgen 12 cm, als Mindestbreite 6 cm vor.

Hier mag noch darauf aufmerksam gemacht werden, dass bei der Bestimmung der Radfelgen-Breiten, genauer genommen, aufser dem Gewicht des Fuhrwerks auch das Steinbahn-Material, sowie der Raddurchmesser in Betracht gezogen werden müssten. Denn mit zunehmender Gröfse des Raddurchmessers vergrößert sich die Berührungsfäche und verringert sich die Abnutzung der Steinbahn, so dass bei gleicher Felgenbreite ein gröfseres Rad stärker belastet werden darf, als ein kleineres. Auch die Fahrgeschwindigkeit ist von großem Belang und ebenso der Umstand, ob das Fuhrwerk mit Federn versehen ist oder nicht, da diese die für Fuhrwerk und Fahrbahn gleich verderblichen Stöße mildern. Nach dem Ausspruch der französischen Kommission wird durch einen mit Federn versehenen Wagen im Trab die Bahn nicht mehr abgenutzt, als durch einen Wagen ohne Federn im Schritt.

Die früher oft verwandten konischen Felgen bei Lastfuhrwerk, welche sich der Oberfläche der Steinbahn anschliessen sollten, verschwinden immer mehr. Für die altpreussischen Provinzen¹⁾ galt bis 1888 die „Verordnung²⁾ vom 17. März 1839, betreffend den Verkehr auf den Kunststrafsen“ mit einigen späteren Zusätzen (Kabinettsordre vom 14. April 1840). Dieselbe bestimmt die zulässigen Gröfstlasten der 4 rädriqen Frachtfuhrwerke nach der Breite der Radfelgen und der Jahreszeit wie folgt:

Radfelgenbreite	Gröfstlast in kg	
	15. Novbr. bis 15. April	15. April bis 15. Novbr.
1. 10,5 bis 13,1 cm	3 000	4 000
2. 13,1 bis 15,7 cm	4 000	5 000
3. 15,7 cm	5 000	6 000

Eine stärkere Belastung ist nur bei untheilbaren Lasten zulässig.

Das Gesamtgewicht (Wagen und Nutzlast) darf mehr betragen: bei den Fuhrwerken unter No. 1: 2 000 kg, unter No. 3: 2 500 kg.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauwvltg. 1884, No. 7.

²⁾ Gesetzsammlg. für die preufs. Staaten 1839.

Diese für den Verkehr drückenden Bestimmungen, deren Abänderung längst als nothwendig anerkannt ist, wollte man nicht auf die neuen Provinzen ausdehnen und es wurde deshalb für Hannover am 22. Februar 1879¹⁾ ein Gesetz gegeben, welches folgende Radfelgenbreiten (unabhängig von der Jahreszeit) für 4 räderige Fuhrwerke festsetzt:

- | | |
|----|--|
| 1. | für ein Gesamtgewicht unter 800 kg = beliebig. |
| 2. | „ „ Ladungsgewicht von 800 — 2 000 kg = 5 cm |
| 3. | „ „ „ „ 2 000 — 3 000 „ = 7 „ |
| 4. | „ „ „ „ 3 000 — 5 000 „ = 11 „ |
| 5. | „ „ „ „ über 5 000 kg = 15 cm. |

Für 2 räderiges Fuhrwerk ist die Hälfte dieser Gewichte zulässig.

Der Transport von Ladungsgewichten über 7 500 kg und von Maschinen mit mehr als 10 000 kg Gesamtgewicht auf den Kunststraßen darf nur mit besonderer Genehmigung unter den im einzelnen Falle festzustellenden Bedingungen erfolgen. Dahin gehört die Verpflichtung zum Ersatz für die etwa angerichteten Beschädigungen, vorüber gehende Verstärkung der zu befahrenden Brücken und dergl.

Die Radfelgen-Beschläge dürfen weder konkav, noch im neuen Zustande konvex, müssen vielmehr in der Oberfläche ganz eben sein.

Die praktische Handhabung der Gesetze über Radfelgen-Breiten führt zu den unbequemsten Weiterungen, unter Umständen sogar zu unüberwindlichen Schwierigkeiten bei der vorzunehmenden Gewichtsermittlung, weil die kostspielige Anschaffung und Unterhaltung einer hinreichenden Anzahl Waagen nicht zu erreichen ist. Diesem Umstande wurde Rechnung getragen in einem dem preuß. Landtage im Jahre 1877 vorgelegten Entwurfe eines Chausseepolizeigesetzes für die ganze Monarchie, nach welchem die Radfelgen-Breite in der Regel nach der Zahl der Zugthiere festgestellt werden sollte; das Gesetz ist jedoch nicht zu Stande gekommen.

Dagegen ist für die altpreussischen Provinzen durch ein Gesetz vom 20. Juni 1887²⁾ die Verordnung vom 17. März 1839 und die Kabinettsordre vom 12. April 1840 in folgender Weise abgeändert:

Bei dem Befahren der Kunststraßen soll an allen Last- und Frachtfuhrwerken der Beschlag der Radfelgen eine Breite von mindestens 5 cm haben; ausgenommen hiervon sind Fuhrwerke von weniger als 1 000 kg Gesamtgewicht. Das höchste zulässige Ladungsgewicht beträgt bei einer Breite der Felgenbeschläge von 5 bis 6,5 cm: 2 000 kg; von 6,5 bis 10 cm: 2 500 kg; von 10 bis 15 cm: 5 000 kg; von 15 cm und mehr: 7 500 kg. Ladungsgewichte von mehr als 7 500 kg dürfen nur wenn die Ladung aus einer untheilbaren Last besteht und unter Genehmigung der Strafsenverwaltung und Innehaltung der von derselben gestellten Bedingungen befördert werden. Für 2 räderige Fuhrwerke und für Kippwagen, bei denen das Hauptgewicht der Ladung auf 2 Rädern ruht, ist nur die Hälfte dieser Gewichte zulässig, jedoch bis zu 7 500 kg bei Radfelgen von mehr als 15 cm Breite. Für den Grenzverkehr können die Bezirksausschüsse Erleichterungen der Vorschriften zulassen.

In Schleswig-Holstein darf ein 4 räderiges Fuhrwerk bei 15 cm breiten Radfelgen im Sommer 6 387 kg, in Winter 5 323 kg laden.

In England wurden nach Gesetz v. 19. Juli 1823 für 4 räderige Wagen folgende Gewichte erlaubt: Unter 4 1/3' (= 11,4 cm) Felgenbreite im Sommer 9 750 kg, im Winter 3 250 kg; für 4 räderige Wagen von 9' (= 23 cm) Felgenbreite 6 500 kg im Sommer, im Winter 6 000 kg.

In Frankreich wurde nach Gesetz v. 15. Februar 1837 für 1 cm Radfelgen-Breite für Karren mit 2 Rädern im Winter 123 kg, im Sommer 145 kg, für Wagen mit 4 Rädern im Winter 100 kg, im Sommer 120 kg Gewicht zugelassen. Für Diligencen usw. auf metallenen Federn und im Trab war das zulässige Größtgewicht für 1 cm Felgenbreite im Sommer 90, im Winter 100 kg. Ob die letztgenannten Gesetze noch gelten, ist unsicher.

¹⁾ Preuß. Gesetzsammlg. 1879.

²⁾ Preuß. Gesetzsammlg. 1887 S. 301.

d. Der Sturz (die Stürzung) und die Kegelform der Achsschenkel.

In der Regel erhalten die Achsschenkel eine sogen. Stürzung, welche bis etwa $\frac{1}{8}$ geht, wonach der Winkel, den der Schenkel und das Mittelstück der Achse mit einander bilden, etwa 83° ist, Fig. 17. Es wird dadurch eine Kraft hervor gerufen, welche bestrebt ist, die Achsbüchse stets auf die Schenkel hinauf zu drücken und das Ablaufen der Räder zu hindern. So wird es möglich, dem Rade einen gewissen Spielraum zu lassen, was besonders bei schlechten Wegen von Bedeutung ist. Auch gewinnt man durch die Stürzung größere Breite für den Wagenkasten und erleichtert das Abwerfen des Schmutzes von den Radfelgen.

Um eine möglichst senkrechte Unterstützung der Nabe zu erreichen und

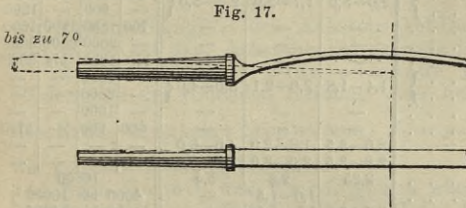


Fig. 17.

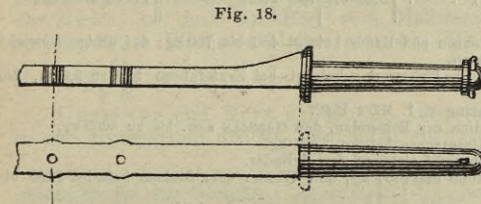


Fig. 18.

um zugleich den Rädern eine gewisse Elastizität zu verleihen, erhalten auch die Radspeichen Stürzung, deren Mafs mit derjenigen der Achsschenkel annähernd übereinstimmt.

Man findet indessen auch Achsen ohne Stürzung; eine solche ist in Fig. 18 dargestellt.

Um das Aufstecken der Räder zu erleichtern, giebt man häufig dem Achsschenkel anstatt der walzenförmigen eine schwach kegelförmige Gestalt. Rühlmann sagt: Die Praxis hat über die Frage der vortheilhaftesten Schenkeltgestaltung vollständig entschieden, indem rationelle Konstrukteure für alle Last-

fuhrwerke schwach konische, gestürzte Schenkel, für Luxusfuhrwerke aber, wo Spielraum und Anlauf verhältnismäfsig nur sehr gering zu sein brauchen und gute Strafsen vorausgesetzt werden, sehr wenig gestürzte zylindrische Schenkel in Anwendung bringen.

b) Hauptabmessungen und Gewichte der Strafsenfuhrwerke.

Um die Breite der Wagen nicht über ein bestimmtes Mafs hinaus gehen zu lassen, auch wohl mit Rücksicht darauf, dass auf unbesteinten Wegen, wo leicht tiefe Gleise entstehen, Wagen von ungleicher Spurweite schlecht fahren können, ist in einigen Ländern die Spurweite gesetzlich festgestellt.

In Altpreußen gilt das Mafs von $4' 10''$, = $1,52\text{ m}$ von Felgenmitte zu Mitte; in Hannover, nach dem Gesetz v. 19. August 1836, das Mafs von $4' 10''$ hannoversch = $1,41\text{ m}$ von Felgenmitte zu Felgenmitte.¹⁾

Auch über die größte Ladebreite und Höhe finden sich manche Bestimmungen. Nach einer Berliner Orts-Polizeiverordnung²⁾ v. 7. April 1867 darf ein städtisches Fuhrwerk nicht mehr als $2,5\text{ m}$ Ladebreite und $3,7\text{ m}$ Höhe von der Strafsen auf haben. Das Gewicht von Fuhrwerk und Ladung zusammen soll nicht über 6000 kg betragen. Untheilbare Lasten von größerem Gewicht sind Nachts, nöthigenfalls nach vorheriger Anmeldung bei dem Polizeipräsidium, zu befördern.

Eine Zusammenstellung von Abmessungen und Gewichten häufig vorkommender Strafsenfuhrwerke in unbeladenem Zustande folgt in nachstehender Tabelle; für die Deichsel, bezw. für die Bespannung, sind zu den angegebenen Zahlen noch $1,8$ bis $3,2\text{ m}$ Länge hinzu zu rechnen.

¹⁾ Angaben über Spurweiten verschiedener Länder finden sich bei Krönke, Theorie des Fuhrwerks.

²⁾ Krüger, Handbuch des Strafsenbaues, S. 17.

Abmessungen und Gewichte verschiedener Strafsenfuhrwerke.

Bezeichnung des Fuhrwerks (leer)	Abmessungen m			Gewicht kg			
	Radstand	Aufbau ohne Deichsel		Zahl der Zugthiere			
		Breite	Länge	1	2	3	4
1. Kutschen von leichter Bauart	—	—	—	350	700	—	—
2. Droschken und schwere Kutschen	1,5—2,0	1,6—1,7	2,4—3,0	500	900	—	—
3. Wagen der Großen Berliner Pferde- eisenbahn ¹⁾	1,4—2,4	2,0—2,1	4,5—8,0	1650	—	—	—
(22 Personen)				—	—	—	
26 " }				—	2250	—	—
32 " }	—	—	—	4200	—	—	
56 " }	—	—	—	—	—	—	
4. Leichtes Landfuhrwerk ²⁾	2,0—3,0	1,7—2,0	2,5—5,0	400	600	—	800
5. Schweres Landfuhrwerk				—	900	—	1200
6. Leichtes Lastfuhrwerk				700	1250	1400	1600
7. Schweres Lastfuhrwerk	—	—	—	—	2000	2500	3000
8. Holsteinsches Frachtfuhrwerk ³⁾	—	—	—	bis	1250	bis	2500
9. Leichter Omnibus	1,4—1,8	2,0—2,1	3,0—4,0	—	1000	—	—
10. Schwerer Omnibus				—	2000	—	—
11. Englische Diligencen ⁴⁾				—	1000	—	—
12. Postwagen	—	—	—	600	900	—	1750
13. Rollfuhrwerk	2,0—3,5	1,8—2,0	4,0—6,0	—	—	—	—
14. Möbeltransportwagen	2,0—3,5	2,0—3,0	4,0—6,0	—	—	—	—
15. Bollée'sche Dampfstraßen-Wagen ⁵⁾	2,25	2,2	5,4	—	—	—	10600
16. Chausseewalzen	—	1,0—1,5 ⁶⁾	—	—	—	—	4000 bis 10000 ⁷⁾
17. Dampfwalzen ⁸⁾	2,2—3,5	1,1—2,60	—	—	—	—	11000 bis 30000

Anmerkungen: 1) Das Gewicht der Achsen und Räder beträgt 450 bis 700 kg; das übrige Gewicht kommt auf den Kasten.

2) Die Ladebreite der Landfuhrwerke beträgt bei Erntefahren bis zu 3,2 m, die Ladehöhe 3,5 m.

3) Nach der Wegeordnung v. 1. März 1842.

4) Gewicht einschliesslich der Reisenden, des Gepäcks usw. bis zu 3000 kg.

5) Das Gewicht der Hinterachse beträgt 7700 kg.

6) Die Breitenangabe bezieht sich auf den Zylinder.

7) Unbeschwert von 4000 bis 7000 kg, mit Wasser oder Steinen belastet 7000 bis 10000 kg.

8) Die Achsen sind gewöhnlich ungleich belastet.

Die meisten in dieser Tabelle enthaltenen Gewichte sind von Bokelberg¹⁾ mitgetheilt. Derselbe giebt für beladene 4räderrige Wagen folgende Mittelwerthe an:

Bezeichnung des beladenen Fuhrwerks	Gewicht kg	
	Zahl der Pferde	
	1	2
1. Schwere Kutschen (Reisewagen)	900	1600
2. Postwagen	—	1600
3. Leichtes Landfuhrwerk	1200	—
4. Schweres Landfuhrwerk	1600	3400
5. Lastfuhrwerk	2400	4800
6. Frachtfuhrwerk	2800	5400—6800

Das Gewicht mehrspänniger, überladener Frachtwagen hat in wirklich vorgekommenen Fällen 2000 kg betragen. Die beladenen Frachtfuhrwerke in den Rheingegenden sollen in der Regel bis zu 1000 kg gewogen haben.

Die Nutzladung für 1 Pferd soll bei der wachsenden Kopfzahl der Bespannung des Frachtfuhrwerks unter übrigens gleichen Umständen ungefähr in folgendem Verhältniss abnehmen:

Kopfzahl der Bespannung:	1	2	3	4	5	6	7	8
Nutzladung kg	2250	2200	1950	1800	1650	1450	1250	1100

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen.-Ver. 1855, S. 74. — Techn. Anweisung zum Bau der Kunststraßen in Hannover.

Nach dem preuss. Reglement für Extraposten v. 24. April 1838 werden bei der Ermittlung des Ladungsgewichts die Gewichte der Personen folgendermassen angenommen:

Personen über 16 Jahr = 75 kg; von 13 — 16 Jahren = 50 kg; von 5 bis 12 Jahren = 25 kg; 1 oder 2 Kinder unter 5 Jahren werden nicht gerechnet, 3 oder 4 Kinder unter 5 Jahren = 50 kg.

c) Widerstände der Strafsenfuhrwerke.

Bei der Fortbewegung der Strafsenfuhrwerke auf wagrechter Bahn kommen hauptsächlich folgende Widerstände in Betracht:

1. Die Reibung an den Achsschenkeln, zu deren Ueberwindung

eine Zugkraft: $Z_1 = f \frac{r}{R} Q$ erforderlich ist. Hier bedeuten: f den Koeffizienten der Zapfenreibung, r den Achsschenkel-Durchmesser, R den Raddurchmesser und Q das auf dem Achsschenkel ruhende Gewicht des Fuhrwerks.

2. Die rollende oder wälzende Reibung.¹⁾ Nach Morin ist der Widerstand der rollenden Reibung eine lineare Grösse und dem Durchmesser des Rades umgekehrt proportional: $Z_2 = \mu_0 \frac{Q}{R}$, wo μ_0 einen Koeffizienten für die rollende Reibung bedeutet.

Nach Dupuit und Umpfenbach wächst die wälzende Reibung mit dem Druck und ist umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus dem Halbmesser des Rades, so dass ein Rad vom Halbmesser a den doppelten Widerstand bietet, als ein Rad vom Halbmesser $4a$. Die dafür aufgestellte Gleichg. lautet:

$$Z_2 = \mu_1 \frac{Q}{\sqrt{R}}$$

Gerstner und Brix nehmen an, dass das belastete Wagenrad eine Furche in den Untergrund drückt, und dabei eine mechanische Arbeit verrichtet. Sie

gelangen zu der Gleichg.: $Z_2 = \mu_2 \sqrt{\frac{Q^4}{b R^2}}$, wo b die Radfelgenbreite bedeutet.

Die Abweichungen unter diesen Werthen erklären sich aus den Verschiedenheiten der Annahmen und Umstände, auf welche die Betrachtung sich stützt. Der Hauptunterschied liegt darin, dass Gerstner und Brix die Radfelgenbreite in Betracht ziehen, welche für den Zugwiderstand bei weichem Untergrunde allerdings von grossem Einfluss sein dürfte, während sie bei fester Steinbahn wohl weniger Bedeutung hat. Darin stimmen alle Formeln überein, dass bei zunehmender Grösse des Raddurchmessers der Zugwiderstand abnimmt.

3. Die Unebenheiten der Steinbahn. Bei Unebenheit der Steinbahn-Oberfläche wird nicht allein ein Heben der Last bis zur Höhe des zu überwindenden Hindernisses nöthig, sondern es werden auch durch Stöße und Erschütterungen grosse Arbeitsverluste entstehen, welche annähernd betragen:

$A = qh \left(1 + \frac{v^2}{Rg}\right)$, wo q die Belastung des Rades, h die Höhe, um welche die zu übersteigende Erhöhung über die Steinbahn hervor ragt und v die Geschwindigkeit des Fuhrwerks bedeuten.

In ganz ähnlicher Weise wirken Vertiefungen (Schlaglöcher) ungünstig. Auch zur Ueberwindung dieses Widerstandes sind grosse Raddurchmesser vortheilhaft.

Ausser den bis jetzt berücksichtigten Faktoren kommen noch die folgenden in Betracht, die sich einer zahlenmässigen Feststellung auf theoretischem Wege vollständig entziehen:

4. Die Bauart des Wagens. Bei schrittweiser Bewegung ist die Bauart der Fuhrwerke von wenig Einfluss. Ueber die Frage, ob die Zugwiderstände bei einem 4-räderigen Wagen oder einem 2-räderigen Karren grösser sind, widersprechen sich die Ansichten. Vielfach wird jedoch den Karren der

¹⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 84 ff.

Vorzug gegeben; dieselben sollen 15 bis 25% weniger Zugkraft erfordern, als Wagen.

Federn, in denen der Wagenkasten aufgehängt ist, sind von sehr günstigem Einfluss bei grösserer Geschwindigkeit und bei unebener Fahrbahn-Oberfläche, da sie die Stöße und damit die Arbeitsverluste mindern.

5. Die Fahrgeschwindigkeit, über deren Einfluss die Ansichten noch wenig geklärt sind.

6. Der Luftwiderstand. Der Widerstand, welcher, zumal bei stürmischem Wetter und grosser Fahrgeschwindigkeit, zu überwinden ist, wird für Eisenbahnfahrwerke allerdings berechnet; doch kann es nicht zweifelhaft sein, dass solche theoretischen Betrachtungen für die unmittelbare Anwendung auf Strafsenfahrwerke ungeeignet sind; es sollen deshalb die Werthe der betr. Koeffizienten hier ausser Betracht bleiben.

In der Praxis pflegt man bei der Berechnung der Zugwiderstände die Annahme zu machen, dass der Gesamtwiderstand $Z = \mu Q$ dem Gewichte des Wagens proportional und von der Oberfläche der Strafe abhängig, dass er aber vom Raddurchmesser, vom Achsschenkel-Durchmesser, von der Bauart des Wagens, der Geschwindigkeit und dem Luftwiderstande unabhängig ist.

Für die verschiedenen Fahrbahnarten, die bei dem Landstrassenbau in Frage kommen, giebt Bokelberg¹⁾ folgende Werthe für den Koeffizienten μ des Gesamtwiderstandes an:

Auf den besten Steinbahnen	$1/75$.
„ guten „	$1/50$.
„ schlechten „	$1/25$.
„ ebenen, festen, trockenen Erdwegen	$1/20$.
„ schlechten „	$1/10$.
„ den schlechtesten „	$1/5$.

Auf einzelnen Chausseen hat bei trockenem Wetter und reiner Oberfläche μ nur $1/85$ — $1/75$ betragen, während der Widerstand auf denselben Strecken sich bei Regen und Frostaufgang auf $1/70$ — $1/60$ vermehrte. Die erstgenannten Zahlen sind jedenfalls Grenzwerte, die nur unter den günstigsten Umständen erreicht werden.

Als Mittelwerth für gut gebaute, regelmässig unterhaltene Steinbahnen giebt Launhardt $1/80$ an.

Aus diesen Angaben geht unmittelbar die grosse Bedeutung guter Wege hervor, da z. B. ein Lastwagen von 5000 kg Gewicht auf guter Steinbahn nur $5000 \times 1/80 = 100$ kg Zugkraft, auf schlechtem Erdwege dagegen $5000 \times 1/10 = 500$ kg erfordert. Selbst wenn 5 Pferde eine 5 mal grössere Zugkraft ausüben könnten, als 1 Pferd — vergl. S. 98 u. 106 — würden also zur Fortschaffung einer Last, für welche auf guter Steinbahn 1 Pferd genügt, auf schlechtem Erdwege 5 Pferde erforderlich sein.

Zur Vergleichung mögen hier noch einige Angaben der Gesamt-Zugwiderstände auf städtischen Strassen folgen:

Art und Beschaffenheit der Strafe	Grenzwerte	Mittelwerthe
Vorzügliches Steinpflaster	0,010—0,015	0,013
Gutes „	0,015—0,025	0,020
Geringes „	0,025—0,040	0,033
Gutes Holz-Pflaster	0,016—0,020	0,018
Asphalt-Strafe	0,010—0,016	0,013
Steinschlag-Bahnen mit Theer und Pech gedichtet	0,008—0,012	0,010

Der Zugwiderstand auf den Strassen der Stadt Paris²⁾ wird zu 0,0129 bis 0,0196, im Mittel zu 0,017 angegeben.

Es mag noch erwähnt werden, dass nach Morin's Versuchen von Weis-

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Arch. u. Ingen. Vereins, 1856, S. 342.

²⁾ Zentralbl. der Bwvltg. 1884, S. 425.

bach eine Tabelle der Widerstands-Koeffizienten¹⁾ aufgestellt worden ist, in welcher die Raddurchmesser und für leichtes Fuhrwerk auch die Geschwindigkeit Berücksichtigung gefunden haben.

Ueber den Vergleich der Widerstände auf Steinschlag- und Pflasterbahnen sagt Morin auf Grund seiner Versuche, dass im Schritt auf gutem dichten Pflaster der Widerstand nur $\frac{3}{4}$ von dem der besten Steinbahnen beträgt. Im Trab ist für in Federn hängende Wagen der Zugwiderstand auf gutem, Pflaster und guter Steinschlagbahn nicht merklich verschieden; auf schlechtem und mittelmäßigem Pflaster mit breiten Fugen ist er dagegen größer als auf guten Steinschlagbahnen.

d) Die Strafsen-Dampfwagen.

Nachdem schon früher durch Savery u. Robison in Glasgow der Vorschlag gemacht war, die Dampfmaschinen zum Bewegen der Strafsenfuhrwerke nutzbar zu machen, wurde der erste Strafsendampfwagen²⁾ auf Kosten der französischen Regierung von dem Ingenieur Cugnot erbaut. Die mit demselben im Jahre 1769 angestellten Versuche waren aber wenig befriedigend; er vermochte auf dem Pariser Strafsenpflaster mit einer Nutzlast von 4 Personen nur eine Geschwindigkeit von 4 km in der Stunde zu erreichen.

Weitere Bestrebungen des Amerikaners Evans, James Watt's und Anderer führten ebenfalls nicht zum Ziele. Im Jahre 1802 erhielt dann ein Ingenieur der Cornwall Zinnbergwerke, Trevithik, ein Patent auf eine Art Dampfdroschke, die so viel Aufsehen erregte, dass sie nach London geschafft wurde, wo sie allgemeine Bewunderung fand. Aber schon 1803 gelangte Trevithik zu der Überzeugung, dass derartige Dampfwagen nicht eher praktischen Werth erlangen könnten, „bevor man nicht auf eine recht gründliche Verbesserung der Strafsen Bedacht nähme.“ Er verließ den bisherigen Weg und erbaute 1804 eine zweite Maschine, welche nicht auf der Strafsen, sondern auf Eisenschienen laufen sollte, — die erste Eisenbahn-Lokomotive.

Die Versuche, Strafsen-Dampfwagen herzustellen wurden seitdem stets wiederholt; auch ist nicht zu leugnen, dass dieselben unter gewissen ganz besonderen Verhältnissen Erfolge erzielt haben. Boydell's Maschinen mit Schleppeisen wurden z. B. bei Balaklawa im Krimkriege auf Wegen verwandt, die kein anderes Fuhrwerk mehr befahren konnte. Fowler'sche Lastzug-Lokomotiven dienten zum Transport der bis zu 50 000 kg schweren Panzerplatten zu den Befestigungen auf den neuen Forts bei Metz. Eine allgemeinere Verbreitung und Anwendung der Strafsen-Dampffuhrwerke ist jedoch bislang nicht erreicht, und auch wohl, so lange man in der bisherigen Weise Strafsen baut, nicht zu erwarten. Denn eine niemals ganz zu beseitigende Schwierigkeit liegt, wie schon Trevithik erkannte, in der Unebenheit der Strafsenoberfläche. Die dadurch erzeugten Zugwiderstände sind, zumal bei den großen Eigengewichten der Maschinen, zu erheblich und die Abnutzung der vielen beweglichen Maschinenteile durch die andauernden Erschütterungen ist zu groß. Jeder Versuch, diese Uebelstände zu bekämpfen, muss aber zur Anwendung von Gleisen drängen; bei weiterer Ausbildung der Fahrweise aber hören die Dampffuhrwerke auf Strafsenfuhrwerke zu sein und werden den Eisenbahnfuhrwerken ähnlich.

Es muss aber hier hervor gehoben werden, dass in neuerer Zeit die Verwendung einer bestimmten Art von Strafsenlokomotiven im Dienste der Landwirtschaft häufig vorkommt. Diese dienen hauptsächlich als Motoren, zugleich aber auch zur Weiterbeförderung der von ihnen betriebenen Maschinen (Dreschmaschinen, Dampfpflüge). Da es sich hier um Transporte auf nur geringe Entfernungen bei beliebig geringer Geschwindigkeit handelt, so kommen die oben genannten Nachteile weniger in Frage im Vergleich mit dem Vortheile, dass man nicht genöthigt ist, für jede geringe Ortsveränderung Zugthiere herbei zu holen. Eine solche Strafsenlokomotive mit Dreschmaschine von Fowler ist in Fig. 19 dargestellt.

¹⁾ Rühlmann, Allg. Maschinenlehre. Bd. III, S. 119.

²⁾ Rühlmann, Allg. Maschinenlehre, Bd. III. S. 128.

Für den Strafsenbau-Techniker ist besonders die Frage wichtig, ob eine bedeutende Abnutzung der Steinbahnen durch die Strafsendampfwagen stattfindet. Darauf bezügliche Versuche wurden 1881 bei Gelegenheit einer land- und forstwirthschaftlichen Ausstellung in Hannover mit Versuchs-Zügen nach Fowler's und Bollée's System angestellt und zwar auf einer neuen Basaltstein-schlagbahn, auf abgenutzten Steinschlagbahnen und auf Pflasterbahnen. Es zeigte sich dabei trotz günstigsten Wetters eine große Abnutzung der Steinschlagbahnen und fanden sich an der Oberfläche — besonders der neuen Basaltbahn — viele zerdrückte Steinstücke. Das Maafs der Abnutzung würde natür-



Fig. 19.

lich erst nach längerer Erfahrung festgestellt werden können.

Der Grund für die angerichteten Beschädigungen der Steinbahnen ist wohl hauptsächlich in der Anbringung schräg geriefelter Radreifen an den Triebrädern zu finden, deren Beseitigung im Interesse der Strafsen erwünscht ist. Dagegen wird von der anderen Seite behauptet, dass bei Anwendung glatter Radreifen nicht die ausreichende Reibung zur Fortschaffung der großen Lasten vorhanden sei.

Wenn es sich darum handelt, den Verkehr mit Strafsen-Dampfwagen zu gestatten, so wird bei der Feststellung der Bedingungen jedenfalls nicht nur auf hinreichende Sicherung des Verkehrs, sondern auch auf die Abnutzung der Strafsen Rücksicht zu nehmen sein.

e) Die Mitbenutzung der Strafsen zur Anlage von Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung.

Während die Anlage von Pferdeisenbahnen auf den Landstrafsen seltener vorkommt, sind in letzter Zeit vielfach öffentliche Wege zur Anlage von Dampf-Eisenbahnen untergeordneter Bedeutung benutzt worden. Maafsgebend für solche Anlagen in Preussen ist ein Ministerialerlass¹⁾ vom 8. März 1881, dessen Hauptbestimmungen hier kurz mitgetheilt werden mögen.

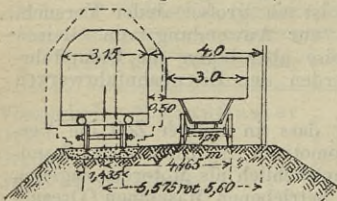
Die Mitbenutzung öffentlicher Wege für Dampfisenbahnen ohne völlige Trennung von dem für das gewöhnliche Fuhrwerk übrig bleibenden Theile des

Weges ist nur gestattet, wenn die Größtgeschwindigkeit 20 km in der Stunde nicht übersteigt. Neben dem Eisenbahngleise muss ein Raum von mindestens 4 m frei bleiben, so dass ein Landfuhrwerk von der grössten vorkommenden Ladebreite (etwa 3,0 m) neben dem Eisenbahnzuge fahren kann, Fig. 20, und dass unter Mitbenutzung des Eisenbahnplanums 2 Landfuhrwerke einander ausweichen können, wenn kein Bahnzug die Stelle passiert.

Ist der von dem Bahngleis in Anspruch genommene Raum für Landfuhrwerk nicht benutzbar, so soll ein Raum von 6,0 m frei bleiben und es müssen (je nachdem Langschwelen oder Querswelen zur Verwendung kommen) die in Fig. 21 oder 22 angegebenen Maasse eingehalten werden; dabei ist normale Spurweite angemessen.

Innerhalb der Ortschaften soll, wenn thunlich, das Gleis in der Mitte der

Fig. 20.



¹⁾ Zentralbl. d. Bvwlgt. 1881, S. 21.

Straße verlegt werden und auf beiden Seiten hinreichender Raum für breitest geladenes Landfuhrwerk verbleiben, Fig. 23. Wenn jedoch eine solche Strafsenbreite nicht vorhanden ist so wird das Gleis an einer Seite der Straße angelegt. Um das Begegnen eines Zuges mit einem Landfuhrwerk größter Ladebreite zu gestatten, ist dann, Fig. 24, eine geringste Breite der Straße von rd. 7,70 m erforderlich.

So weit im einzelnen Falle der Wegebau-Verwaltung die in den ministeriellen Vorschriften als zulässig angegebenen Breiten nicht genügen, wird sie die Genehmigung zur Mitbenutzung der Strafsen an die Erfüllung weiter gehender Forderungen knüpfen können.

Wenn die erforderlichen Planumsbreiten nicht vorhanden sind, so kann unter Umständen das Eisenbahngleis über den, hinreichend zu befestigenden, Strafsengraben gelegt werden. Eine solche Anlage der Dampfstraßenbahn von Eisenberg nach Crossen — wo von der herzogl. sächs. Regierung eine Min-

Fig. 21.

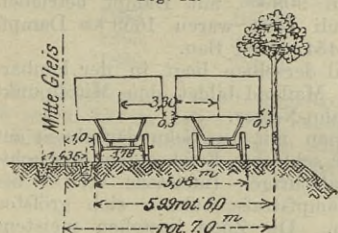


Fig. 23.

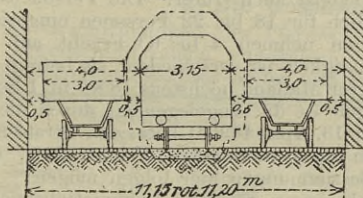


Fig. 22.

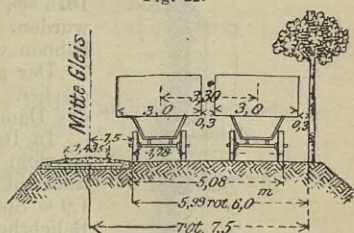
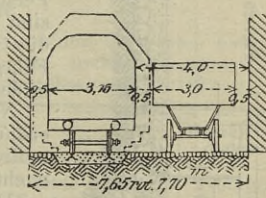


Fig. 24.



destbreite von 5,0 m für den Verkehr der Strafsen-Fuhrwerke vorgeschrieben ist — zeigt, Fig. 25.

Selbstverständlich müssen von der Wegebau-Verwaltung wegen des Eigentumsrechts, der Aufsicht, der Befestigung und Unterhaltung des benutzten Theils der Straße mit dem Erbauer der Eisenbahn die nöthigen Vereinbarungen getroffen werden. Auch die Zugangswege, die Mitbenutzung der Brücken, die Herstellung etwaiger Einfriedigungen zwischen dem Gleise und der Fahrstraße, sowie alle übrigen technischen Anlagen bilden den Gegenstand vorher abzuschließender¹⁾ Vereinbarungen.

Ferner ist in jedem Falle eine Reihe sicherheitspolizeilicher Anforderungen zu erfüllen, so namentlich wegen der Anwendung möglichst geräuschlos arbeitender Lokomotiven und der Rauchverbrennung, wegen der Bremsvorrichtungen, wegen der Fahrgeschwindigkeit in den Ortschaften u. dgl.

Solche Eisenbahnen sollen, anders wie die Strafsenbahnen in den Großstädten, einen gewaltigen Massenverkehr bewältigen, vielmehr nur mit möglichst geringen Mitteln den Verkehr von den Städten nach den Vororten und weiter ins Land hinein vermitteln. Sie treten mit den Haupteisenbahnen fast gar nicht in Mitbewerb, da sie eigentlich nur zur Erleichterung des auf die Landstraßen angewiesenen Marktverkehrs dienen. Zugleich wirken sie günstig zur Entlastung der Städte, da sie der gewerbtreibenden Bevölkerung, insbe-

¹⁾ Plessner, Die Dampfstraßenbahn von Eisenberg nach Crossen.

sondere den Arbeitern, die Möglichkeit gewähren, außerhalb in den Vororten zu wohnen.

Die außerordentlich schwierige Frage, wann es richtig ist, eine sogen. Sekundärbahn mit eigenem Bahnkörper zu erbauen, und wann eine Strafsenbahn den Vorzug verdient, kann hier ebenso wenig erörtert werden, wie die Fragen, welche Spurweite

und welche Betriebskraft — ob Dampf, ob Pferde, ob Elektrizität — man wählen soll. Ebenso sind alle auf die Anlage der Strafsenbahnen selbst — sowohl der Dampfbahnen, als auch der Pferdebahnen — bezüglich Regeln an anderer Stelle nachzusehen.¹⁾

Von allen europäischen Staaten hat Italien²⁾ das größte Netz von Strafsenbahnen. Die erste Pferdebahn wurde dort 1872 eröffnet. Die erste Verwendung von Dampfwagen geschah dort 1877. Im April 1881 betrug die Gesamtlänge der Strafsenbahnen 1016 km, von denen 903 km mit Dampf betrieben wurden. Am 1. Juli 1884 waren 1659 km Dampfbahnen vorhanden, 454 km im Bau.

Der größte Theil derselben liegt in der lombardischen Tiefebene; Mailand bildet den Mittelpunkt des Dampfstrafsenbahn-Netzes.

In Italien hat man mit den Sekundärbahnen auf eigenem Bahnkörper schlechte Erfahrungen gemacht, während die schmalspurigen (meistens 0,75 m bis 1,0 m Spurweite) Dampfstrafsenbahnen sich größter Beliebtheit erfreuen. Die Züge bestehen meistens aus nur 4 bis 5 Wagen und befördern nicht nur Personen, sondern auch Güter. Die Personenwagen sind gewöhnlich für 18 bis 22 Personen eingerichtet; die Güterwagen nehmen 4 bis 6 t Fracht auf. Die Fahrgeschwindigkeit ist verschieden; sie beträgt z. B. in der Präfektur Mailand höchstens 18 km in 1 Stunde.

Neu geregelt ist die Angelegenheit durch die Verordnung vom 13. April 1890³⁾ betr. den Strafsenlokomotiv-Betrieb auf gewöhnlichen Fahrstrafsen, deren wichtigste Bestimmungen hier folgen mögen:

Die Genehmigung für den Lokomotivbetrieb auf den gewöhnlichen Strafsen wird ertheilt:

a) für Reichsstrafsen, oder Strafsen, welche mehreren Provinzen dienen, durch den Minister der öffentlichen Arbeiten;

b) in allen anderen Fällen durch den Präfekten. Dem Konzessionsgesuche sind beizufügen:

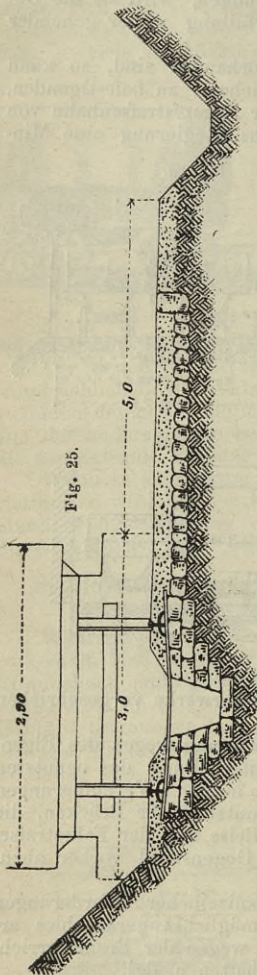
1. Pläne der Maschinen;

2. Ein Bericht mit genauer Beschreibung der ganzen Anlage.

Im Genehmigungs-Dekreten sind alle für den Betrieb und für den ungehinderten Verkehr und dessen Sicherheit nothwendig erachteten Bedingungen vorzuschreiben. Die Tragung der Ueberwachungskosten, sowie eines Antheils der gewöhnlichen Strafsenunterhaltungskosten kann den Unternehmern auferlegt

werden. Die Genehmigung wird unter Vorbehalt des Widerrufsrecht auf bestimmte Zeit, höchstens auf 9 Jahre, ertheilt.

Der Aufenthalt der Züge auf den Strafsen darf nicht unnöthig verlängert werden. Die Fahrgeschwindigkeit ist beim Durchfahren von Häusergruppen, bei etwaigen Hindernissen auf der Strafe und bei Strafsenkreuzungen zu er-



¹⁾ Vergl. H. 3, Städtisches Strafsenwesen, Abschnitt Strafseneisenbahnen.

²⁾ Zentralbl. d. Bvwtg. 1882, S. 129 u. 1884, S. 557.

³⁾ Zeitschr. f. Transportwes. und Strafsenbau 1890, S. 366 u. 373.

mäßigen. Lokomotiven und Wagen sollen in deutlicher Schrift den Namen des Unternehmers tragen. Der Zug hat während der Nachtzeit vorn rothes, hinten grünes Licht zu führen. Die Ankunft desselben wird durch ein Horn, eine Trompete oder ein ähnliches Instrument angezeigt; der Gebrauch der Dampfpeife ist verboten. Geschwindigkeit und Zusammensetzung der Züge werden in jedem einzelnen Falle durch das Genehmigungs-Dekret festgesetzt. Das Heizmaterial muss so beschaffen sein, dass möglichst geringe Rauchentwicklung stattfindet. —

Ueber die Strafsenbahnen Großbritanniens, die fast nur dem städtischen Verkehr dienen und deshalb hier weniger in Betracht kommen, bringt das Zentralbl. d. Bvwtg. 1885, S. 541; 1886, S. 8 und 1887, S. 44 nähere Angaben. Es waren vorhanden:

im Jahr	Baukapital Mill. M.	Kilometer im Betrieb	Kapital f. 1 km M.
1876	45,06	252,8	178 240
1883	195,00	1073,6	181 640
1885	239,35	1305	—
1886	251,46	1392	—

Die Verwendung der Lokomotiven statt der Pferde nimmt immer mehr zu. 1878 waren 18, im Jahre 1883 dagegen 117 Lokomotiven im Gebrauch.

Einige nicht uninteressante Angaben über die Strafsenbahnnetze anderer Länder finden sich bei Baer, „Das Strafsenbauwesen in dem Großherzogthum Baden.“

III. Die Zugthiere.

a) Die Geschwindigkeit.

Für die Geschwindigkeit des Pferdes bei verschiedenen Gangarten werden folgende Durchschnittszahlen angegeben, welche, wo nicht besondere Bemerkungen beigefügt sind, für Meter und Sek. zu verstehen sind:

Gangart	Geschwindigkeit	Gangart	Geschwindigkeit	Gangart	Geschwindigkeit
Langsamer Schritt	1,0	Gestreckter Trab	4,0—6,0	Starker Galopp ..	10,0—12,0
Schnellschritt . . .	2,0	Stärkster "	10,0	Renngeschwdgkt.	12,0—16,0
Kurzer Trab	3,0—4,0	Gewöhnl. Galopp	7,0—10,0		

Sehr ähnliche Angaben macht auf Grund eigener Versuche Gerlach, Professor an der Thierarzneischule zu Hannover. Nach demselben wird 1 deutsche Meile = 7533 m zurückgelegt: bei langsamem Arbeitsschritt (Frachtpferde) in 2 Stunden, bei Schnellschritt in 1 Stunde, bei kurzem Trabe in 35 bis 40 Min., bei gestrecktem Trabe in 25 Min. und unter der Last eines Reiters in 20 bis 30 Min. Die Geschwindigkeit bei verhaltenem Galopp ist wie bei gestrecktem Trabe und nähert sich bei starkem Galopp der Carrière. Bei Carrière beträgt die Zeit für 1 Meile 10 Min., in der Rennbahn etwa 8,5 Min. Das Gewicht des Pferdes wird zu 250—400 kg gerechnet.

Die zulässige höchste Geschwindigkeit ist von dem Längengefälle der Strafe abhängig. Bokelberg¹⁾ giebt an, dass bei der Bergfahrt gut bespannte Kutschen bei $\frac{1}{32}$ Steigung nur kurze Strecken im Trab zurücklegen können; $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{33}$ gestattet ziemlich anhaltenden Trab, während für raschen, nachhaltigen Trab die Ansteigung nicht mehr als $\frac{1}{36}$ bis $\frac{1}{40}$ betragen sollte.

Für die Thalfahrt im Trabe ohne künstliche Hemmung bezeichnet Bokelberg die Steigung von $\frac{1}{16}$ als gefahrlos, $\frac{1}{20}$ sehr misslich, $\frac{1}{22}$ erfordert noch vorsichtige Leitung der Thiere und Mäßigung des Trabes. Bei $\frac{1}{24}$ Steigung auf guten Steinbahnen müssen die Pferde noch stark zurückgehalten werden und erst bei $\frac{1}{36}$, unter Umständen sogar erst bei $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{45}$, ist es ganz gefahrlos, lange Strecken in gestrecktem Trabe ohne Hemmung zurück zu legen.

¹⁾ Zeitschr. d. Haanov. Archit.- und Ingen.-Ver. 1855, S. 201.

Ueber die Geschwindigkeit der Menschen werden folgende Angaben gemacht:

Die geringste Schrittweite (Spaziergänger-Schritt) beträgt $0,5\text{ m}$; in 1 Sek. wird 1 Schritt gemacht, 1 km also in 33 Min. zurückgelegt.

Der Geschäftsschritt (Postboten-Schritt) misst $0,785\text{ m}$; dabei werden 2 Schritte in der Sek. gemacht; 1 km erfordert also 10,5 Min.

Bei raschem Gang werden $2 \cdot 0,85 = 1,70\text{ m}$ und äußersten Falls etwa $1,95 \cdot 0,95 = 1,85\text{ m}$ Geschwindigkeit erreicht; 1 km wird also in 9 Min. zurückgelegt.

b) Die Zugkraft.

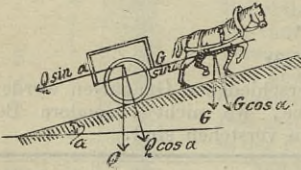
α. Allgemeines.

Die Zugkraft eines Pferdes kann zu etwa 0,20 bis 0,25 des Eigengewichtes, welches zwischen 200 und 500 kg liegt, angenommen werden. Das Normalgewicht eines tüchtigen Arbeits-Pferdes pflegt man zu 375 kg, den Normalwerth der Zugkraft zu etwa $\frac{1}{5}$ mit 75 kg zu rechnen.

Die größte Zugkraft, das ist diejenige Zugkraft, die ein geübtes Pferd mit Anspannung aller Kräfte für wenige Augenblicke ausüben kann, soll bis zur vollen Höhe des Eigengewichtes steigen können. Die in Wirklichkeit ausgeübte Zugkraft schwankt je nach der Geschwindigkeit und der Zeitdauer etwa in den Grenzen von 10 bis 150 kg. Die durch individuelle Verhältnisse, wie Alter, Zucht, Gewicht, Muskelkraft, Ernährungsweise, Art der Arbeit usw. begründeten Unterschiede in der Zugkraft müssen hier außer Betracht gelassen werden.

Die Leistung des einzelnen Zugthieres nimmt mit der Zunahme der Kopfzahl der Bespannung ab. Wird die am einspännigen Wagen erzielte Leistung = 1 gesetzt, so beträgt die Leistung jedes Thieres (nach Bokelberg): 2 spännig etwa 0,95, 3 spännig 0,85, 4 spännig 0,80, 5 spännig 0,73, 6 spännig 0,64. Dass sich durch besondere Vorrichtungen größere Nutzleistungen erreichen lassen, ist aber nicht zweifelhaft.

Fig. 26.



tungen größere Nutzleistungen erreichen lassen, ist aber nicht zweifelhaft.

β. [Die Zugkraft auf ansteigenden Strafsen.]¹⁾

Unter den verschiedenen Ursachen, welche die Bewegung des Fuhrwerks erschweren und also eine größere Zugkraft erforderlich machen, nimmt die Steigung der Fahrbahn die erste Stelle ein.

Bezeichnet α den Neigungswinkel der Strafe, Q das Gewicht von Wagen und Ladung, G das Gewicht des Zugthieres, μ den Widerstands-Koeffizienten der Strafe, so ist die Zugkraft, welche auf ansteigender Strafe ausgeübt werden muss, Fig. 26: $K = \mu Q \cos \alpha + Q \sin \alpha + G \sin \alpha$ oder annähernd:

$$K = \mu Q + (G + Q) \operatorname{tg} \alpha; \quad Q = \frac{K - \operatorname{tg} \alpha}{\mu + \operatorname{tg} \alpha}; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{K - \mu Q}{G + Q}.$$

Die Zugkraft auf horizontaler Strafe (für $\operatorname{tg} \alpha = 0$) ist: $K_0 = \mu Q$; der Summand $(G + Q) \operatorname{tg} \alpha$ bezeichnet also den zur Ueberwindung der Ansteigung erforderlichen Mehraufwand.

Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass diese Gleichg. für sehr bedeutende Steigungen nicht mehr anwendbar ist, da in Wirklichkeit die Zugkraft auf ansteigender Bahn so stark abnimmt, dass sie schon bei dem Ansteigungswinkel von 30° ganz aufhört.

Die Gleichg. ist durch Einführung fester Werthe für K und G , und wechselnder Werthe für $\operatorname{tg} \alpha$ und μ benutzt worden, um nachstehende Tabelle aufzustellen, aus welcher die für einige Werthe von μ und α sich ergebenden Werthe von Q ersichtlich sind. Den Zahlen liegen die Mittelwerthe $K = 75\text{ kg}$ und $G = 5 \cdot 75 = 375\text{ kg}$ zu Grunde.

¹⁾ v. Kaven, Wegebau S. 104.

ist aber nur bei flachem Gefälle zutreffend. Sobald $K = 0$, also $\mu = tg \alpha$ wird — wobei die Trägheit der in Bewegung befindlichen Masse noch nicht einmal berücksichtigt ist —, beginnt der Wagen von selbst von der Steigung herab zu laufen und dann müssen die Zugpferde denselben durch Hintenüberlehnen zurückhalten.

Erfahrungsmäßig wechselt die Aufhaltekraft der Zugthiere nach Gewohnheit und Uebung in sehr weiten Grenzen; eine mathematische Feststellung dieser Leistung ist kaum möglich. Nach Bokelberg sollen geübte Pferde eine Aufhaltekraft von 30 — 50 kg, also etwa $\frac{2}{5}$ bis $\frac{2}{3}$ der normalen Zugkraft ausüben können.

Bei der Bestimmung des zulässigen größten Gefälles kommt hauptsächlich die Verkehrssicherheit und, im Zusammenhange damit, die Art der Fuhrwerke und die Anwendung der Bremsen und Hemmschuhe in Frage. Dass in übrigens flachen Strafsen einzelne Gefälle, welche den Gebrauch dieser künstlichen Hemmungsmittel erforderlich machen, möglichst zu vermeiden sind, ist selbstverständlich. Wenn neben den Steinbahnen Sommerwege — namentlich unbefestigte Sommerwege — vorhanden sind, so pflegen bei der Thalfahrt die Fuhrleute gerne diese Wege zu benutzen, weil der grössere Zugwiderstand das Herabrollen der Fuhrwerke verhindert, oder den Pferden die Arbeit des Zurückhaltens erleichtert.

Es kann sogar der Fall vorkommen (z. B. bei Ueberfahrten über Deiche), dass kurze, schmale, sehr steile Strecken in ausgebauten Wegen ganz unbesteint bleiben müssen, weil auf besteinter Bahn das Herabrollen der Fuhrwerke nicht zu hindern sein würde.

Angaben über die Zugkraft anderer Zugthiere finden sich auf S. 110.

c) Die mechanische Arbeit der Zugthiere.

Die mechanische Arbeit = L thierischer Motoren ist wie jede mechanische Arbeit das Produkt einer Kraft = K (der Zugkraft), mit einer Geschwindigkeit = v und einer bestimmten Zeit = Z , während welcher jene Kraft ausgeübt wird, also: $L = K v Z$.

Die drei Faktoren sind bei jedem Zugthier nach dessen Eigenart verschieden; sie stehen aber unter sich in einem solchen Zusammenhange, dass die Vergrößerung der Zugkraft Geschwindigkeit und Arbeitszeit verringert, dass bei grösserer Geschwindigkeit die Zugkraft sowie Arbeitsdauer abnehmen, und dass bei längerer Arbeitszeit die in der Zeiteinheit ausgeübte Kraft und Geschwindigkeit kleiner werden.

Es sind für diese Beziehungen verschiedene Gleichungen aufgestellt, so die Gerstner'sche Formel: $K = k \left(2 - \frac{v}{c} \right) \left(2 - \frac{Z}{t} \right)$, welche indessen nur wenig gebräuchlich ist.

Fast allgemein angewandt wird die Maschek'sche „Kraftformel“:

$$K = k \left(3 - \frac{v}{c} - \frac{Z}{t} \right)$$

Hier bedeuten: k = eine mittlere Zugkraft, c = eine mittlere Geschwindigkeit und t = eine mittlere Arbeitsdauer. Es kann allgemein nachgewiesen werden, dass bei diesen Mittelwerthen die Arbeitsleistung zu einem Maximum wird: $L_{\max.} = k c t$.

Für Pferde nimmt man gewöhnlich an: $k = 75$ kg, $c = 1,1$ m und $t = 8$ Stunden. Die Arbeitsleistung wird dann = 297000 mkg in 1 Stunde oder = 2376000 mkg in 1 Tag.

Wenn die Werthe c , k und t , und damit das absolute Maximum der Tagesleistung, nicht erreichbar sind (z. B. wenn grössere Geschwindigkeit verlangt wird), so muss man ein relatives Maximum zu erreichen suchen, welches an die Bedingung: $\frac{v}{c} = \frac{Z}{t}$ gebunden ist.¹⁾

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Arch. u. Ingen. Ver. 1867 S. 198.

Durch Einführung dieses Werthes vereinfacht sich die Maschek'sche Formel zu dem Ausdrucke:

$$K = k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right) = k \left(3 - 2 \frac{Z}{t} \right).$$

Einige besondere Werthe von K , v und z , welche aus der Maschek'schen Formel sich ergeben, enthält folgende Tabelle:

Annahme über K		Ergebniss für v	Annahme über v		Ergebniss für K	Annahme über K		Ergebniss für Z
K	Z		v	Z		K	v	
0 kg	0 Std.	3,30 m	0 m	0 Std.	225 kg	100 kg	0,55 m	9,36 Std.
0	4	2,75	0,5	4	154	100	1,10	5,36
0	8	2,20	1,1	4	112,5	100	1,65	1,36
0	12	1,93	3,0	2,18	0	100	1,84	0

Die Maschek'sche Formel ist danach, während sie für die Werthe von k , v und Z , die nicht zu weit von den Mittelwerthen sich entfernen, erfahrungsmäßig gut passt und Zahlen ergiebt, welche mit der Wirklichkeit gut übereinstimmen, bei größeren Abweichungen von den Mittelwerthen nicht mehr anwendbar. Namentlich bei größeren Geschwindigkeiten wird man praktische Erfahrungen zu Hilfe nehmen müssen.

Die Werthe von k , c und t sind, wie schon angedeutet, nach der Beschaffenheit des Pferdes sehr verschieden und man findet über dieselben erheblich abweichende Angaben; Bokelberg z. B. nimmt $c = 4'$ hann. = 1,168 m an; nach Sganzin beträgt die vortheilhafteste Geschwindigkeit, welche ein Pferd, wenn es nicht angehalten oder angetrieben wird, von selbst annimmt:

bei schwerem Pferde 2,93' engl. = 0,893 m
 bei leichtem Pferde 3,66' engl. = 1,067 m

Hier mag noch eine kurze Tabelle beobachteter Leistungen auf wagrechter Bahn nach Bokelberg¹⁾ folgen, bei deren Umrechnung in Metermaafs nur geringe Abrundungen ausgeführt sind:

Namen der Beobachter	Zugkraft in kg	Geschwindigkeit in 1 Sek. in m	Tägliche Arbeitszeit in Stunden	Mechanische Arbeit in mkg	
				in 1 Sek.	in 1 Tage
Dupin	90	1,11	8	100	2880000
Belidor	84	1,11	—	93	—
Desaguliers	105	0,934	—	87	—
Umpfenbach	84	0,934	—	79	—
Sganzin	74	0,876	10	66	2376000
Gengembre	80	0,993	8	80	2304000
Schneider	82	1,022	8	84	2419000
Gerstner	56	1,256	8	71	2045000
Le Sauvour	82	0,934	—	76	—
Bousson ²⁾					
Mittlere Steigung ³⁾ 0,034	57,52	2,20	2,41	—	550000
Steigung 0,01	29,00-30,40	4,20	1,96	—	429780
Schwache Steigungen ⁴⁾	14,64-20,52	5,00	1,22	—	386760

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. von 1855, S. 71.

²⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 126.

³⁾ Bei dem Rückwege unbeladen.

⁴⁾ Nach beiden Richtungen beladen.

Nach Versuchen¹⁾ des Ober-Ingenieurs der Pariser großen Omnibusgesellschaft, Lavallard, ergibt sich die Leistung eines im Strafsenbahn-Dienste verwendeten Pferdes zu 82 mkg in 1 Sek. bei 3,0^m Geschwindigkeit, und eines Omnibuspferdes zu 95 mkg bei 2,5^m Geschwindigkeit. Die mittlere Dauer der Strafsenbahn-Fahrten beträgt 46, der Omnibusfahrten 48 Min., deren jedes Pferd täglich, hin und zurück, bei den längeren Strecken eine, oder bei den kürzeren Strecken zwei macht. Die Arbeitstages-Leistung des Pferdes beträgt also auf den Strafsenbahnen nur 452600 — 905200 mkg, bei den Omnibusfahrten nur 547200 — 1094400 mkg; die Ausnutzung der Pferde ist also eine ungünstige.

Die Arbeitsleistung der Pferde der Pariser Fuhrwerk-Gesellschaft, welche durchschnittlich täglich in 10 Arbeitsstunden mit 600 kg Nutzlast 62^{km} zurücklegen,²⁾ wird zu 1625000 mkg angegeben.

Ueber die Leistungen anderer Zugthiere finden sich sehr abweichende Angaben, von denen einige in nachstehender Tabelle folgen mögen:

Zugthier	Namen der Beobachter	Trag- kraft in kg	Zug- kraft in kg	Gewicht in kg	Geschwin- digkeit in der Sek. in m	Arbeits- dauer täglich in Stunden	Tagesleistung in mkg
Maulesel	Rühlmann	—	46	230	1,0	8	1 324 800
Maulthier	Gerstner	—	45—68	—	0,95—1,25	8	1 231 200 — 1 966 000
	Scharnhorst	200—250	—	—	—	—	3 750 000 — 4 700 000
Esel	Gerstner	—	28—40	—	0,63—0,95	8	508 000 — 1 094 000
	Rühlmann	—	36	180	0,8	8	835 200
Ochse	Scharnhorst	—	102	—	0,50	8	1 469 000
	Rühlmann	—	60	280—300	0,8	8	1 382 400
Kameel	—	350—600	—	—	2,1	12—17	31 752 000 — 74 592 000

Nach Berger leisten Ochsen die Hälfte der Arbeit eines Pferdes, auch wohl bis zu $\frac{3}{4}$.

Block gibt an, dass 3 bis 4 gut genährte Ochsen so viel leisten, wie 2 Pferde, jedoch nur zu langsamer Arbeit geeignet sind. — Dromedare sind schneller als Kameele, haben aber weniger Ausdauer.

Die Rennthiere der Lappländer sollen in ununterbrochener Dauer in 19 Stunden 240^{km}, in 1 Stunde also rund 12,5^{km}, zurücklegen. Beim Wettrennen haben Rennthiere eine Geschwindigkeit von 8,3^m in der Sekunde, in der Stunde 30^{km}, mit Schlitten etwa 7,8^m in 1 Sek. erreicht.

IV. Das Strafsenbau-Material.

a) Die Auswahl unter den verfügbaren Gesteinen.

Bei der Wahl unter den verschiedenen, für einen Strafsenbau zur Verfügung stehenden Gesteinen wird man — so weit nicht besondere Wünsche der Beteiligten den Ausschlag geben, oder es sich um Prunkanlagen handelt, oder durch besondere Rücksichten anderer Art die Auswahl beschränkt ist — sein Augenmerk auf das billigste Material zu richten haben. Das billigste Material ist jenes, bei dessen Verwendung die Gesamtkosten der Steinbahn am niedrigsten werden. Man wird allgemein für jedes in Frage kommende Material das Kapital³⁾ zu bestimmen haben, welches nöthig ist: 1. zur Herstellung des Neubaus, 2. zu den größeren Reparaturen bezw. zur vollständigen Erneuerung in gewissen Zeitabschnitten und 3. zur Bestreitung der laufenden Unterhaltungskosten.

Wenn vollständige Erneuerung in Frage kommt, so ist auch der Werth zu berücksichtigen, welchen das bei der Erneuerung noch vorgefundene alte Material besitzt.

¹⁾ Zentrabl. d. Bauverwltg., 1884, S. 425.

²⁾ Bei den deutschen Strafsenbahnen (z. B. Berlin, Breslau, Hamburg usw.) beträgt die täglich zurückgelegte Wegestänge im Durchschnitt eines Jahres nicht viel über 20^{km}; man kann dieselbe im allgemeinen zu 22^{km} ansetzen.

³⁾ Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstraßen S. 42 ff.

Für Steinschlagbahnen mit fortwährender Unterhaltung (Flicksystem) wird No. 2 fortfallen; auch für Steinschlagbahnen mit zeitweise wiederkehrender Unterhaltung (Decksystem) wird man die größeren Erneuerungen außer Betracht lassen können wenn die neu auszuführenden Ueberdeckungen in regelmäßiger Folge jährlich für eine Strecke von bestimmter Länge ausgeführt werden.

Der Bedarf an Neubaumaterial, die Kosten des Materials frei Baustelle, die Zerkleinerungs- und Verbaugungskosten usw. sind in jedem Falle bekannt. Um aber die zur Bestreitung der laufenden Unterhaltung, bezw. etwaiger Erneuerungen erforderlichen Geldmittel berechnen zu können, muss man feststellen, welche Mengen von jedem in Frage stehenden Material jährlich aufzuwenden sind. Diese Ermittlung kann aber nur durchgeführt werden, sobald: a) die Größe des Verkehrs und b) die durch diesen Verkehr zu erwartende Abnutzung der betr. Gesteine ermittelt sind.

Die Verkehrsermittlungen sind schon oben besprochen worden; hier wird noch zu erörtern sein, in welcher Weise man über die Güte des Materials und den davon abhängenden Verbrauch desselben ein Urtheil zu gewinnen sucht.

b) Die Prüfung der Gesteine auf Versuchsstrecken.

Das zuverlässigste Verfahren zur Ermittlung des Werthes der Gesteine ist die Prüfung durch Anlage von Versuchsstrecken, welche für die zu untersuchenden Materialien am besten auf einer und derselben StraÙe, sonst unter möglichst übereinstimmenden Verhältnissen bezüglich der Zahl und Art des Verkehrs, des StraÙengefälles, des Untergrundes, der Feuchtigkeit usw. anzulegen sind. Sind keine gleichartigen StraÙen zur Anstellung dieser Versuche auffindbar, so wird man die Verschiedenheit so weit als möglich zahlenmäßig berücksichtigen müssen. StraÙen mit Sommerwegen können für solche allgemeinen Versuche nur dann in Betracht gezogen werden, wenn genau bekannt ist, welchen Verkehrstheil der Sommerweg, welchen die Steinbahn aufnimmt. Versuchsstrecken für Pflastermaterialien (mit Ausnahme von Klinkerbahnen) sind bislang, so weit bekannt, aber nicht angelegt worden; es handelt sich daher im Folgenden nur um Steinschlagbahnen.¹⁾

a) Beziehung zwischen Verkehr und Abnutzung.

Ueber das Verhältniss zwischen Abnutzung und Verkehr liegen ziemlich viele Versuche vor. Zwar ist eine Abnutzung der Steinbahnen vorhanden, z. B. durch Verwitterung, welche von dem Wagenverkehr nicht abhängt. In Frankreich hält man auf Grund der dort gemachten Beobachtungen²⁾ (besonders auf den Pariser StraÙen) diese Abnutzung aber für so gering, dass man darauf, ebenso wie auf die Verschiedenheit der einzelnen Verkehrsarten — schwerer oder leichter Verkehr — keine Rücksicht nimmt. Man legt deshalb dort den Abnutzungsmessungen die Annahme zu Grunde, dass der Materialverbrauch für jedes Gestein in gleichem Verhältniss mit der Verkehrsziffer zunimmt oder abnimmt.

Abweichend hiervon nimmt man in Baden an, dass der Materialverbrauch auf StraÙen mit größerem Verkehr verhältnissmäßig geringer ist, als auf weniger belebten StraÙen (vgl. die Tabelle über den Materialbedarf zur StraÙenunterhaltung). Insbesondere für Kalkstein³⁾ haben dortige Untersuchungen ein ganz auffallendes Ergebniss geliefert. Bei einem Verkehr von weniger als 30 Zugthieren z. B. soll der Bedarf an Kalkstein zur Unterhaltung für 1 km und 1 Zugthier täglich im Jahr 1882/83 1,032 cbm, bei 50 bis 100 Zugthieren 0,507 cbm und bei einem Verkehr von 250 bis 500 Zugthieren nur 0,275 cbm betragen haben. Bekanntlich haben die Badenser bei den Verkehrszählungen nur die Zugthiere der durchgehenden Fuhrwerke, nicht aber den landwirthschaftlichen Ortsverkehr berücksichtigt, und es ist hierin vielleicht eine Erklärung des auffälligen Ergebnisses der Beobachtungen zu finden.

¹⁾ Ausführliche Vorschläge. Versuchsstrecken auch in gepflasterten StadtstraÙen herzustellen, finden sich bei Dietrich, Die Baumaterialien der SteinstraÙen, S. 38.

²⁾ Annales des ponts et chaussées 1877: S. 226.

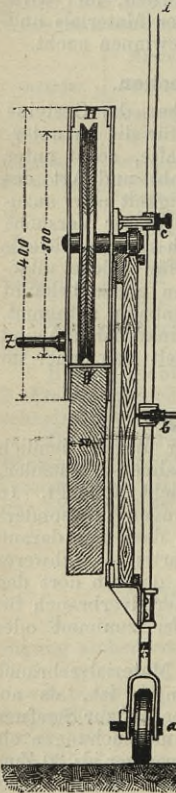
³⁾ Der Kalkstein als StraÙenunterhaltungsmaterial; ein Nachtrag zu den statistischen Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der LandstraÙen in Baden.

β. Beziehung zwischen Ansteigung und Abnutzung.

Eine weitere noch zu lösende Frage betrifft den Einfluss, welchen die Steigungsverhältnisse der Strafsen auf den Materialverbrauch ausüben. Dass die Abnutzung mit der Steigung in Folge der Ausspülung der Strafsenoberfläche durch das abfließende Regenwasser, in Folge des verstärkten Aufschlagens der Hufe der Zugthiere bei der Bergfahrt, sowie in Folge der Anwendung der Bremsen bei der Thalfahrt erheblich zunimmt, steht außer Zweifel. Versuche zur zahlenmäßigen Feststellung sind angebahnt, haben jedoch ein Ergebniss von allgemeiner Bedeutung noch nicht geliefert.

γ. Das Messen der Abnutzung.

Die Abnutzung
Fig. 27.



der Versuchsstrecken ist zutreffend nur durch in regelmäßigen Zeitabschnitten erfolgende Aufnahme von zahlreichen, ganz genauen Querprofilen zu ermitteln. Nach Dietrich ist es bei 100 m langen Versuchsstrecken ausreichend, wenn die Aufnahmen in Abständen von je 4 m erfolgen; nach anderer Ansicht genügt eine viel geringere Zahl der Profile.

Mit den gewöhnlichen Nivellirgeräthen ist ein hinreichend genaues Ergebniss schwer zu erreichen; doch sollen besonders zu dem Zweck hergestellte Nivellirinstrumente — Ablesung auf ganz kurze Entfernung, Fernrohr mit starker Vergrößerung, auf mm eingetheilte Nivellirlatten — sich gut bewährt haben.¹⁾ In Baiern,²⁾ wo in allen Theilen des Landes Versuchsstrecken zur Ermittlung des Werthes der Strafsenbaumaterialien angelegt sind, bedient man sich zur Aufnahme der Querprofile des vom Oberbaurath Schmidt angegebenen „Profilographen“,³⁾ Fig. 27. Der feste Theil dieses Messgeräthes, welcher aus einem 5,3 m langen Brette *g* mit eisernen, durch Schraubengewinde bewegten Tragständern an den Enden besteht, wird mit Hülfe einer sehr empfindlichen Libelle wagrecht gestellt. Längs des Brettes ist ein Schieber beweglich, welcher eine auf der Rolle *a* laufende, bewegliche lothrechte Stange *d* trägt. Beim Bewegen des Schiebers zeichnet ein mit der Stange verbundener Stift *b* auf dem am Schieber befestigten Zeichenpapier das Querprofil der Strafsen, die Höhen in natürlicher Gröfse, die Längen im Maafsstabe 1 : 10. Jedemal vor Beginn der Arbeit muss das Brett vollkommen eben abgerichtet werden; neben der Fahrbahn sind in der Längsrichtung der Strafsen an allen Profilstellen Pfähle oder eiserne Nägel einzuschlagen und auf den Fixpunkt der Versuchsstrecke einzunivelliren; die Strafsen ist sorgfältig und gründlich, jedoch nicht zu scharf, zu reinigen. Nach Dietrich soll der Apparat sich in der Praxis bewährt haben. In der Rheinprovinz, wo derselbe seit einigen Jahren angewandt wurde, hat er aber den Erwartungen nicht entsprochen.

Da das verhältnismäßig bedeutende Erforderniss von Zeit und Arbeitskräften die größte der Anlegung von Versuchsstrecken entgegen stehende Schwierigkeit bildet, so ist es wünschenswerth, die Aufmessung der Profile möglichst zu vereinfachen. Aus diesem Bestreben ist das nachstehend beschriebene Verfahren hervor gegangen.

Im Fußwege der Strafsen wird an jeder Profilstelle ein Festpunkt hergestellt, dessen Oberfläche etwa 10 cm unter der Fußwegoberfläche liegt und zum

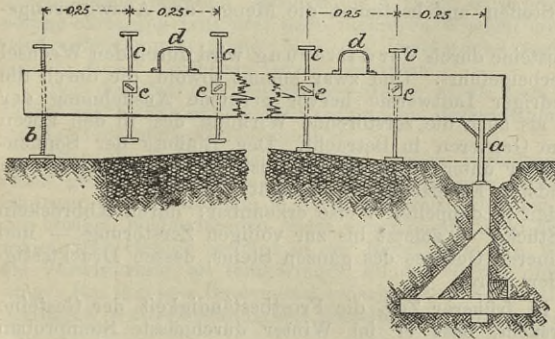
¹⁾ Zeitschr. des hann. Archit. und Ingen.-Ver. 1857. S. 409 ff.

²⁾ Instruktion, veröffentl. in der Zeitschr. f. Bauk. 1882.

³⁾ Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstrafsen, S. 17.

Schutz gegen Beschädigungen mit Boden überschüttet wird. Auf demselben wird der feste, 30 cm hohe Tragständer *a* eines durch Flacheisen versteiften, an den Handgriffen *d* von zwei Arbeitern getragenen Bretts — vergl. Fig. 28 — gesetzt. Mit Hilfe einer sehr empfindlichen Libelle und des durch Schraubengewinde bewegbaren, mit einer 5 cm breiten Fußplatte versehenen Tragständers *b* wird das Brett in wagrechte Lage gebracht; dann

Fig. 28.



werden die im Brette in Abständen von je 25 cm steckenden, mit glatten Füßen versehene etwa 50 cm langen Stäbe *c* bis auf die Steinbahn niedergelassen und durch Andrehen der Klemmschrauben *e* in ihrer Lage festgehalten. Die Maße zwischen der Unterfläche des Brettes und der Unterkante der Stabfüße werden nach Niederlegung des Brettes ermittelt und in wahrer Größe (die Längen 1:20)

auf Netzpapier aufgetragen. Diese Eintragungen geschehen stets auf demselben Blatt und ergeben, da die Höhenlage des Brettes über dem Fußpunkte stets dieselbe ist, sofort die Abnutzung gegenüber den in früheren Jahren eingetragenen Profilen.¹⁾

e) Prüfung der Gesteine in Versuchsanstalten.

Obleich jedenfalls für die Beurtheilung der Materialien in der eben besprochenen Weise die zuverlässigsten Anhaltspunkte gewonnen werden, so wird man doch anderweite Hilfsmittel entbehren können, da die Prüfung auf Versuchsstrecken Jahre lang fortgesetzt werden muss, bevor sie brauchbare Ergebnisse liefert, und daher für ein zum ersten mal zur Benutzung ausersesehenes Material schlecht anwendbar ist.

Man setzt die Materialien in Versuchsanstalten¹⁾ Angriffen aus, welche den Angriffen auf der Straße möglichst gleichkommen und sucht diejenigen Eigenschaften zahlenmäßig festzustellen, welche sie befähigen, jenen Angriffen zu widerstehen. Solche durch Prüfung gewonnenen Werthziffern ermöglichen den Schluss, wie das untersuchte Material sich bei der Verwendung bewähren wird, sobald bekannt ist, wie andere Materialien mit ähnlichen Werthziffern sich bewährt haben; man wird also bei diesen Prüfungen zuletzt stets auf die bei der Strafsenunterhaltung oder durch Versuchsstrecken gewonnenen Erfahrungen zurückgeleitet.

Die Abnutzung eines Materials, wenn dasselbe als Pflastermaterial verwandt wird, ist selbstverständlich viel geringer, als wenn dasselbe zu Steinschlag Verwendung findet, weil das kleinere Stück gegen die Angriffe des Verkehrs viel weniger widerstandsfähig ist, als das größere Stück.

Die Zerstörung der Steinmaterialien erfolgt zum Theil durch Verwitterung, hauptsächlich aber durch den Verkehr und zwar durch den Raddruck der Fuhrwerke, durch das Aufschlagen und Gleiten der Hufeisen der Zugthiere, sowie durch das Schleifen und das aus den Unebenheiten der Oberfläche folgende Herabfallen der Räder. Die wichtigsten Eigenschaften des Steinmaterials, welche diesen Einflüssen gegenüber in Frage kommen, und das Verfahren zur zahlenmäßigen Ermittlung derselben mögen im Folgenden kurz besprochen werden:

¹⁾ Deutsche Bauzeitg. 1888, S. 98.

²⁾ Vorschriften über die Benutzung der Königl. Prüfungsstation für Baumaterialien zu Berlin; Reglements usw. abgedruckt im Zentrabl. d. Bvwtg. 1888, S. 329.

α. Die Wetterbeständigkeit. (Frostbeständigkeit).

Erfahrungsmässig ist die Dauer der Steinbahnen selten so groß, dass chemische Einflüsse in bemerkenswerther Weise sich geltend machen könnten; chemische Untersuchungen sind daher im allgemeinen entbehrlich. Sollen in besonderen Fällen — z. B. bei künstlichen Steinen — chemische Untersuchungen vorgenommen werden, so behandelt man die Steine in bekannter Weise mit Kochsalz, Natron, Schwefelammonium, Eisenvitriol, Kupfervitriol, Salzsäure oder ähnlichen Stoffen und bestimmt die Menge der Auswitterungsprodukte nach Gewicht.

Die Zerstörung der Gesteine durch Verwitterung wird durch den Wechsel von Wärme und Kälte herbeigeführt. Und zwar kommt sowohl die durch die Sonnenstrahlen¹⁾ bei niedriger Luftwärme hervor gerufene Ausdehnung der Steine an der Oberfläche als auch die zerstörende Wirkung des in den Poren enthaltenen Wassers beim Gefrieren in Betracht. Der Einfluss der Sonnenwärme ist bislang nicht näher untersucht; dagegen ist die Frostwirkung zum Gegenstande der eingehendsten Ermittlungen gemacht worden.

Frostwirkungen werden in doppelter Weise erkennbar: durch Abbröckeln kleinerer oder grösserer Stücke — zuletzt bis zur völligen Zerstörung — und durch Veränderung des inneren Gefüges des ganzen Steins, dessen Druckfestigkeit dadurch herabgemindert wird.

Bauschinger hat in früherer Zeit die Frostbeständigkeit der Gesteine dadurch festzustellen versucht, dass er im Winter durchnässte Steinproben 25 mal dem Gefrieren aussetzte und deren Verhalten beobachtete. Da man jedoch bei diesem Verfahren viel zu sehr von der Witterung abhängig ist, auch die Ergebnisse bei der Verschiedenheit und meist zu geringen Höhe der Kältegrade nicht die genügende Zuverlässigkeit haben, so hat man die Einwirkung der Kälte künstlich nachzuahmen versucht.

Nach dem früher viel angewandten Brard'schen Verfahren geschah dieses in der Weise, dass man die Probestücke in eine erhitze gesättigte Glaubersalzlösung brachte und die Beschädigung durch Einwirkung der bei der Erkaltung eintretenden Kristallisation beobachtete; diese Prüfungsart hat sich jedoch als unzutreffend erwiesen.²⁾

Ein interessanter Versuch, die Frostbeständigkeit aus der Ausdehnungskraft des gefrierenden Wassers und der Zugfestigkeit des Gesteins zu folgern — welcher jedoch praktischen Werth bisher nicht gewonnen hat — ist von Braun³⁾ gemacht worden. Derselbe kommt zu folgendem Schluss: „Ein Stein ist nicht wetterbeständig, wenn seine Zugfestigkeit geringer ist, als die Ausdehnungskraft des in demselben im Augenblicke der Eisbildung enthaltenen Wassers.“

Als ein grosser Fortschritt ist die in der königl. Prüfungsstation für Baumaterialien zu Berlin 1885 von Dr. Blümcke⁴⁾ ausgeführte Herstellung eines Eiskastens anzusehen, in welchem durch Kochsalz und Eis künstlich Kälte erzeugt wird. Mit Hilfe desselben kann man leicht beliebig oft die Steinproben dem Gefrieren bei bestimmter Kälte und dem Wiederauftauen aussetzen und bestimmt dann das Gewicht der abgebröckelten Theile.

Versuche über die Einwirkung des Frostes auf die Druckfestigkeit⁵⁾ werden in der Prüfungsstation zu Berlin jetzt regelmässig ausgeführt; sie haben ergeben, dass die Festigkeit durch Frost in sehr weiten Grenzen, nämlich von 1,6 bis 15,2 % gegenüber der Festigkeit im lufttrockenen Zustande abgemindert wird. Der Festigkeitsverlust erwies sich bei den an der Luft gefrorenen Proben noch grösser, als bei den unter Wasser gefrorenen.

Da die Frostwirkung um so grösser ist, je mehr Wasser beim Gefrieren in den Poren der Probestücke vorhanden ist, so empfiehlt es sich, vor Anstellung

¹⁾ Zentralbl. d. Bauvvtg., 1888, S. 192.

²⁾ Tetmajer, Mittheilungen aus der Anstalt zur Prüfung von Baumaterialien am Polytechnikum zu Zürich H. I.

³⁾ Mitgetheilt in Dietrich, Baumaterialien der Steinstraßen S. 36 u. 181.

⁴⁾ Zentralbl. d. Bauvvtg., 1885 S. 379.

⁵⁾ Zentralbl. d. Bauvvtg., 1887 S. 371.

der Versuche dieselben vollständig mit Wasser zu sättigen. Dieses kann in wirksamster Weise geschehen, indem man sie unter der Luftpumpe in Wasser setzt und so oft und so lange auspumpt, als man Luftblasen entweichen sieht. Nach Bauschingers Versuchen¹⁾ widerstehen aber die so getränkten Steine nur selten dem Froste; die Probe ist also zu streng und es entspricht der Wirklichkeit besser ein Ansaugenlassen durch die Haarröhrchen-Kraft, indem der Stein erst 1^{cm} tief und allmählich tiefer eingetaucht wird, bis er sich ganz unter Wasser befindet. Nach 3 bis 4 Tagen wird genügende Sättigung erzielt; völlige Sättigung tritt erst nach mehreren Wochen ein. Am wenigsten Wasser wird aufgenommen wenn man die Probestücke sogleich ganz unter Wasser taucht; dieses Verfahren ist zu verwerfen.

Bei der Prüfung künstlicher Steine ergab sich, dass die Menge der in Folge der Frostwirkung sich ablösenden Bestandtheile wenig Bedeutung hat, da sie von Zufälligkeiten abhängt.

Fast alle kalkhaltigen Gesteine leisten verhältnissmässig geringen Widerstand gegen die Verwitterung. Ebenso äussern Beimengungen von Feldspath, Glimmer und Hornblende je nach der Grösse und der Art ihrer Verbindung mit den übrigen Bestandtheilen meist einen ungünstigen Einfluss. Grobkörniges und schieferiges Gefüge bedingt in der Regel geringere Widerstandsfähigkeit gegen die Verwitterung, als feinkörniges, dichtes Gefüge ohne ausgesprochene Schichtung. Ein thoniges Bindemittel zwischen den Gemengtheilen des Gesteins ergibt geringere Wetterbeständigkeit desselben, als ein quarziges Bindemittel.

β. Das Wasseraufnahmevermögen.

Die Wasseraufnahme wird gewöhnlich in Prozenten des Gewichtes angegeben, nachdem die Probestücke zunächst auf erwärmten Eisenplatten getrocknet, gewogen, dann einige Tage in Wasser gelegt und nochmals gewogen wurden. Es ist darauf zu achten, dass die Beschaffenheit des Materials nicht durch zu grosse Erwärmung verändert wird.

γ. Die Druckfestigkeit.

Die Ergebnisse der Druckfestigkeits-Prüfung hängen in weitestem Umfange von Grösse und Form der Probekörper ab; je grösser die Grundfläche im Vergleich zur Höhe des Probestücks ist, desto grösser wird auch die Druckfestigkeit. Zur Erzielung vergleichbarer Ergebnisse muss man deshalb Proben gleicher Form und Grösse verwenden. Sauber bearbeitete, auf den Lagerflächen — wo solche vorhanden sind — genau parallel und eben geschliffene — besser gehobelte — Würfel von etwa 4 bis 10^{cm} Kantenlänge sind die geeignetsten Probekörper.

Die Zerdrückung geschieht vielfach — in einer selten ganz zuverlässigen Weise — mittelst hydraulischer Pressen, die mit einem oder mehreren Manometern ausgestattet sind. Wird die Füllungsflüssigkeit der Presse mit Hülfe eines Hebels in den Zylinder gepumpt, so erleidet der zwischen den Druckplatten befindliche Probekörper stets mehr oder weniger heftige Stösse, wodurch die Genauigkeit der Untersuchung nicht unerheblich verringert wird.

Um geringe Unebenheiten der Oberfläche der Versuchskörper auszugleichen und dadurch hervorgerufenen exzentrischen Druck zu vermeiden, hat man wohl zwischen der Druckfläche und dem Presskolben eine aus plastischem Material — Blei, Pappe, Filz oder dgl. — bestehende Unterlage eingebracht. Von anderer Seite wird die Zulässigkeit dieses Verfahrens entschieden bestritten und eine hinreichend genaue Bearbeitung der Druckflächen verlangt. Es wird behauptet, dass unter Umständen die Kanten der Probekörper sich in die Unterlage eindrücken können, wodurch Seitenspannungen erzeugt werden.

Bauschinger kommt auf Grund einer Reihe von 24 Versuchen²⁾ zu der Ansicht, dass durch solche Beilagen die Reibung zwischen den Stirnflächen der Probekörper und den Druckplatten an und für sich eher vergrössert als verringert werde. Es kann aber die hemmende Wirkung dieser Reibung auf-

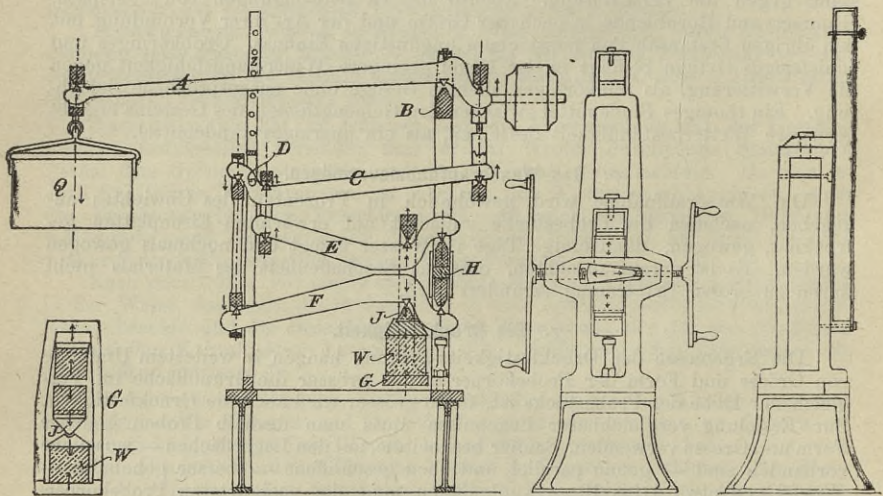
¹⁾ Mittheilungen aus dem mech.-techn. Laboratorium der techn. Hochschule zu München, Heft 19.

²⁾ Mittheilungen aus dem mech. techn. Laboratorium der technischen Hochschule zu München. Heft 15.

gehoben, ja sogar in das Gegentheil verkehrt werden, wenn die Beilagen unter wachsendem Drucke von der Mitte aus nach dem Umfange sich ausbreiten, fließen. Ist der Druck, bei welchem das Auseinanderfließen beginnt, grösser als die zur Zerstörung des Steins erforderliche Kraft, so wird die Beilage ohne Einfluss sein; ist derselbe kleiner, so wird sie die Druckfestigkeit verringern. Daher kann es kommen, dass Beilagen gleicher Beschaffenheit — z. B. aus Blei — die Druckfestigkeit eines weichen Sandsteins gar nicht ändern, die eines festen Sandsteins wenig, die eines Granits sehr bedeutend — bis auf die Hälfte — herab mindern. Dabei bilden sich im ersten Falle immer Pyramiden, im zweiten Pyramiden mit Lamellen gemischt, im dritten stets Lamellen als Bruchstücke.

Wenn die Druckflächen der Probekörper nicht ganz genau parallel sind, so muss bei fester Lage der Presskolben eine ungleichmässige Vertheilung des Druckes über die gepresste Fläche stattfinden und eine Kantenpressung ent-

Fig. 29.



stehen, welche das Ergebniss der Druckprobe ganz unbrauchbar macht. Um das zu vermeiden und die möglichst gleichförmige Beanspruchung der Probekörper zu sichern, pflegt man eine Druckplatte der Presse mittelst eines Kugelgelenks um ein geringes Maass verschieblich zu machen. Trotzdem werden bei mangelhafter Bearbeitung der Probekörper leicht exzentrische Pressungen auftreten, weil eine nicht unbedeutende Reibung im Gelenke stattfindet. Es mag hier auf 2 Arbeiten von Dr. Böhme¹⁾ „über die Kugellagerung“ und „über die zweckmässigste Form der Kugelschalen“ hingewiesen werden; allerdings beziehen dieselben sich auf Zugfestigkeits-Versuche.

Ein in der neueren Zeit vielfach gebrauchter Apparat ist die im Jahre 1883 patentirte Maschine zur Prüfung der Druckfestigkeit von Schickert in Dresden, welche in Fig. 29 dargestellt ist. Dieselbe gestattet die Ausübung eines Druckes bis zu 50 000 kg, ist also für sehr feste Materialien nur brauchbar, wenn die Abmessungen der Würfel sehr klein angenommen werden. In einen Eimer werden Gewichte *Q* gebracht, welche durch 500 fache Hebelübersetzung die Zerdrückung des Probekörpers herbeiführen. Der Hebel *A* hat bei *B* seinen festen Punkt, der Hebel *C* dreht sich um den Stift *D* und überträgt mittelst zweier beweglicher Rahmen die Bewegung auf die Hebel *E* und *F*, welche von beiden Backen aus den Druck völlig gleichmässig auf das Probe-

¹⁾ Mittheilungen aus den königl. techn. Versuchsanstalten zu Berlin, 1883, Heft 1 u. 2.

stück *W* ausführen. Der Rahmen *G*, welcher den Probekörper *W* aufnimmt, hängt am Hebel *E*. Um Probekörper von verschiedener Grösse zu zerdrücken, muss der Abstand der Hebel *F* und *F'* von einander verändert werden können, zu welchem Zwecke der Keil *H* dient. Zur gleichmässigen Kraftübertragung und zum Ausgleich etwaiger Bearbeitungsfehler ist, abweichend von dem gewöhnlich angewandten Verfahren, kein Kugelgelenk, sondern ein kreuzschneidiges Stück *J* eingeschaltet, wodurch die nachtheilige, in den Kugelschalen auftretende Reibung möglichst vermindert werden soll.

Die Zerstörung prismatischer Probekörper durch Druck geht bekanntlich in der Weise vor sich, dass, von den Druckebenen als Grundflächen ausgehend, pyramidenartige Stücke als hauptsächlichste Bruchstücke sich bilden, welche

Fig. 30.

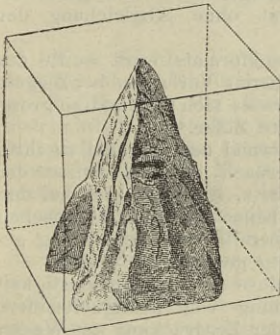


Fig. 31.

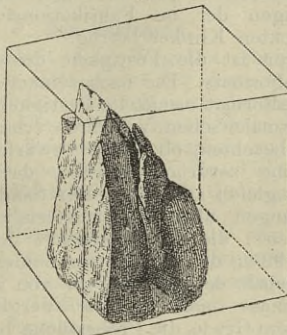
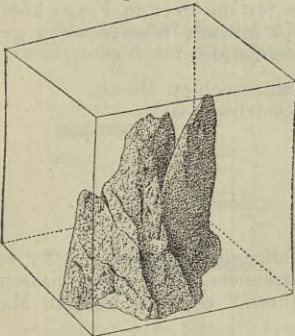


Fig. 32.



nach Aufhebung des Zusammenhanges der einzelnen Theilchen, wie Keile wirkend, den vollständigen Bruch herbeiführen.

Nur bei spröden, harten Steinen kommt es vor, dass die Proben unter Zurücklassung kleiner pyramidenförmiger Kerne mit starkem Knall plötzlich

in zahllose Splitter zerspringen.

Die Zuschärfung (der Winkel an der Spitze) der Spaltkeile oder Pyramiden ist wesentlich von der Natur des Materials abhängig.

Soll die Pyramidenform zu deutlicher Ausbildung gelangen, so darf die Höhe der Probekörper weder zu gross noch zu klein im Verhältniss zur Grundfläche sein. Bei der Würfelform treten bei manchen Materialien oft noch beide Pyramiden — wenn auch in ungleicher Grösse — hervor; bei anderen findet sich nur die eine deutlich ausgeprägt, während die gegenüber liegend nicht ausgebildet ist. Manchmal entstehen — vielleicht infolge der oben erwähnten Zwischenlagen — von beiden Druckflächen ausgehend, mehrere in einander

greifende, pyramidenförmige oder keilige Hauptbruchstücke. Fig. 30 zeigt eine Thonquarz-Pyramide von der Höhe des Probewürfels, Fig. 31 einen keilförmigen Basaltbruchstumpf, Fig. 32 den Bruchstumpf eines Sandsteinwürfels in der Form mehrerer Keile.¹⁾

Plattenförmige Körper sind widerstandsfähiger als Würfel und höhere Prismen, weil die nach der ersten Zerstörung des inneren Gefüges sich bildenden Bruchstücke nicht ausweichen können, und die Zerstörung nicht als ein Zerspringen, sondern als ein langsames allmähliges Zermahlen eintritt.

Klinker zeigen bei der Zerdrückung im Fabrikationsformat schon bei ganz geringen Pressungen starke Risse, da sie beim Brande stets mehr oder weniger verbogen sind; es werden daher bei jeder Druckprobe, genau genommen, mehrere plattenförmige Körper zerstört, welche zusammen die Grösse des Klinkerformats

¹⁾ Die Abbildungen sind nach Versuchskörpern aus weiterhin erwähnten Untersuchungen angefertigt. Zeitschr. d. haunov. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1883. Bl. 29.

haben. Die hieraus folgende Unsicherheit der Ergebnisse macht stets eine grössere Zahl von Versuchen erforderlich.

Bauschinger hat in früherer Zeit eine Abgleichung der Seitenflächen der Ziegel mit Zementmörtel vorgenommen und dieselben zwischen Filzbeilagen zerstört.

Nach dem Vorschlage Tetmajer's werden die Ziegel mit der Säge in zwei Hälften getheilt, diese mit Portland-Zement auf einander gekittet und die Druckflächen des so gebildeten Würfels (Normalformat der Ziegel vorausgesetzt) durch dünn aufgestrichene Zementschichten eben und parallel gemacht.

Um die Festigkeit von Klinkern mit derjenigen der in Würfelform zerdrückten natürlichen Steine vergleichen zu können, wurden im Auftrage der hannoverschen Provinzialverwaltung — vergl. unten, Prüfungsergebnisse — aus Klinkern Probewürfel von 4 cm Seitenlänge angefertigt, deren Festigkeit im Mittel 67 % derjenigen der im Fabrikationsformat ohne Abgleichung der Druckflächen zerdrückten Klinker betrug.

Nach Bauschinger ist die Festigkeit des Ziegelformats etwa = 1,6 der Festigkeit des Würfelformats. Die nach seinem früheren Verfahren bei Ziegeln vom deutschen Normalformat ermittelte Festigkeit erwies sich 0,75 mal so gross, als die nach dem Tetmajer'schen Verfahren ermittelte Ziffer.¹⁾

Wichtig ist, zu beachten, ob die Probewürfel normal oder parallel zu ihrer natürlichen Schichtung zerdrückt werden, da hiernach die Ergebnisse der Druckproben sehr ungleich ausfallen. Für Sandstein z. B. ergab sich bei den Festigkeitsuntersuchungen über Mauermaterialien beim Bau der städtischen Elbbrücke zu Dresden²⁾ die Druckfestigkeit der parallel zur Schichtung gedrückten Proben zu 92 % der normal zur Schichtung gedrückten Würfel.

Da der Wassergehalt der Probestücke von Einfluss auf die Druckfestigkeit der Gesteine ist, muss man für die Vergleichung von Festigkeitsziffern wissen, bis zu welchem Grade die Probestücke bei der Zerdrückung mit Wasser gesättigt waren. Nach den im Auftrage der hannoverschen Provinzialverwaltung angestellten Versuchen ergibt sich beispielsweise für die dort in Frage kommenden Materialien, dass im Mittel die Festigkeit im mit Wasser völlig gesättigten Zustande weniger als im ausgetrockneten betrug:

bei Basalt	2 %	(wobei eine der untersuchten Basaltarten nicht berücksichtigt ist),
„ Grauwacke . . .	4 %	
„ Quarzgesteinen	2 %	
„ Kalksteinen . .	6 %	
„ Sandsteinen . .	3 %	
„ Klinkern	2 %	

Am meisten Gewicht ist dabei auf die für Kalksteine ermittelte Ziffer zu legen, da dieselbe den Mittelwerth aus 368 in trockenem, und 184 in nassem Zustande ausgeführten Druckproben darstellt, während bei den übrigen Materialien die Zahl der Versuche geringer ist.

Bei den unten zu besprechenden Prüfungen von Kalksteinen in Baden ergab sich bei im ganzen 402 Probewürfeln eine Druckfestigkeit von im Mittel 917 kg auf 1 qcm im trockenem, von 903 kg — also nur 1,5 % weniger — im nassen Zustande. Bei der Landesausstellung der Schweiz³⁾ im Jahre 1883 waren 12 zu Hochbauten verwendbare Sandsteinarten der marinen Molasse aus den Kantonen Bern, Freiburg, Luzern und Schaffhausen ausgestellt, deren Druckfestigkeit, bei durchschnittlich 5,1 % Wasseraufnahmevermögen, im Mittel in trockenem Zustande 354, in nassem Zustande aber nur 219 kg auf 1 qcm betrug.

Man hat den Schluss ziehen wollen, dass grösseres Wasseraufnahme-Vermögen eine grössere Abnahme der Druckfestigkeit im wassersatten Zustande gegen-

¹⁾ Mittheilungen aus dem mech. techn. Laboratorium der technischen Hochschule zu München. Heft 18.

²⁾ Zeitschr. d. hann. Archit u. Ingen. Ver., 1878, S. 439.

³⁾ Die Baumaterialien der Schweiz auf der Landesausstellung 1883. Spezialkatalog.

über der Festigkeit im trockenen Zustande zur Folge habe. Ob weitere Versuche diese Abnahme bestätigen werden, bleibt abzuwarten.

Vielfach hat man — besonders früher — nicht nur den zur Zerstörung erforderlichen Druck angegeben, sondern auch die Beanspruchung des Materials beim Eintreten der ersten Risse. Nach Tetmajer sind Rissebildungen vor der Zermalmung ein Zeichen ungenügender Bearbeitung der Versuchskörper, und sollten mit solchen Proben angestellte Versuche überhaupt nicht angeführt werden.

Zweifellos dürfen bei hinreichend guter Bearbeitung der Proben selbst bei zähen Materialien die ersten Risse nur kurz vor der völligen Zerstörung eintreten, und ist die Angabe der dazu erforderlichen Druckspannung schon deshalb nicht empfehlenswerth, weil sie meistens auf einer willkürlichen, wenig zuverlässigen Abschätzung beruht.

d. Der Härtegrad.

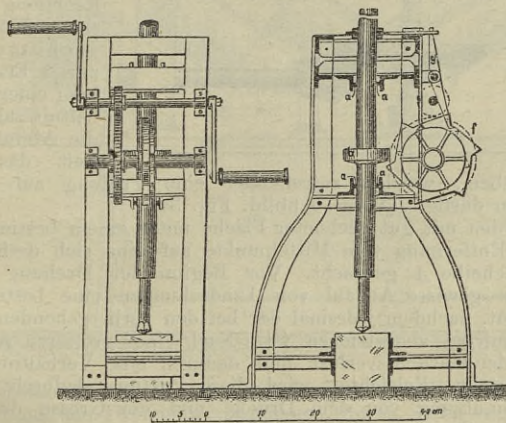
Eine für die Verwendbarkeit zum Wegebau ebenfalls wichtige Untersuchung ist die Ermittlung des Härtegrades der Gesteine, dessen relative Höhe gewöhnlich nach der Ritzmethode ermittelt und durch die Mohs'sche Skala übersichtlich angegeben wird. Die Ziffern dieser Skala bezeichnen diejenigen Materialien, welche zuerst die Probestücke deutlich zu ritzen vermögen, und zwar: No. 1 Talk; No. 2 Gips oder Steinsalz; No. 3 Kalkspath; No. 4 Flusspath; No. 5 Apatit; No. 6 Feldspath; No. 7 Quarz; No. 8 Topas; No. 9 Smirgel; No. 10 Diamant.

Da dieses Verfahren der Härtebestimmung nur die Härte der einzelnen Bestandtheile des Steines angiebt, so hat es für zusammen gesetzte Gesteine — wie z. B. Granit — nur wenig Werth; bei homogenen, wesentlich aus einem einzigen Minerale bestehenden Gesteinarten liefert es aber immer noch die sichersten und zuverlässigsten Ergebnisse.

e. Die Stossfestigkeit.

Die Stossfestigkeit der Gesteine müsste sich durch Rechnung bestimmen lassen, sobald der Elastizitätsmodul des Materials bekannt ist. Nun hat sich

Fig. 33.



aber durch Versuche¹⁾ heraus gestellt, dass häufig bei Steinmaterialien schon durch ganz geringe Belastungen bleibende Formänderungen eintreten, und dass die gesammten Längenänderungen nicht durchgehends, wie bei homogenen Metallen, ganz oder auch nur nahezu in gleichem Verhältniss mit den Belastungen wachsen. Während letzteres bei vielen harten und dichten Gesteinen noch an-

nähernd der Fall ist, verhalten die weicheren Steinarten sich völlig unregelmässig. Daraus folgt, dass je nach der der Berechnung zu Grunde gelegten Belastung der Werth des Elastizitätsmoduls ein anderer wird, mithin diese Bestimmung keinen Werth hat. Man wird sich daher mit der Ermittlung relativer Werthe für die Widerstandsfähigkeit gegen Stösse begnügen müssen.

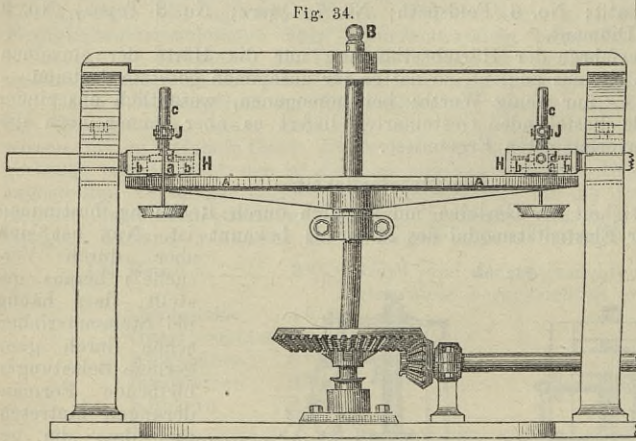
¹⁾ Bauschinger's Mittheilungen etc., Heft 5 u. 18.

Ein solches Verfahren wird bei einer von Siebeneicher konstruirten, in Fig. 33 dargestellten kleinen Maschine befolgt.¹⁾ Dieselbe lässt flache Kreuzbohrer von stets möglichst gleicher Form und Beschaffenheit, mit einem bestimmten Gewichte belastet, aus immer gleicher Höhe auf dieselbe Stelle des zu prüfenden, fest liegenden Steines herab fallen, bis in demselben ein Bohrloch von bestimmter Tiefe hergestellt ist. Die durch einen Zählapparat ermittelte Anzahl der hierzu erforderlichen Stösse giebt eine Verhältnisszahl für die Stossfestigkeit der einzelnen geprüften Steine. Die Maschine bewirkt selbstthätig bei jedem Heben des Bohrers eine geringe Drehung desselben. Bei je 2^{cm} Lochtiefe ist das Einsetzen eines neu geschärften Bohrers erforderlich. Man stellt in der Regel Löcher von 8^{cm} Tiefe her, welche während des Arbeitens nass gehalten werden. Dieser Apparat ist bei der Bauverwaltung der Stadt Berlin mit gutem Erfolg in Anwendung gebracht.

ζ. Die Abnutzbarkeit.

Die von Bauschinger eingeführte Bezeichnung „Abnutzbarkeit“ ist hier beibehalten worden, weil sie in neuester Zeit vielfach angewandt ist, obgleich es sich empfiehlt, für die nachstehend beschriebenen Versuche schärfere Bezeichnungen zu wählen.

Unter alleiniger Berücksichtigung der abschleifenden Wirkung, welche die



Hufe der Zugthiere, die Räder der Fuhrwerke und die Fusssohlen der darüber gehenden Menschen auf die Steinbahnen ausüben, ohne die Stösse und Schläge der Hufe usw. in Rechnung zu ziehen, hat Bauschinger²⁾ zur Ermittelung einer Verhältnisszahl für die Abnutzbarkeit das folgende Verfahren angegeben, welches zutreffender eine Prüfung auf „Abschleifen“ genannt werden dürfte. (Vergl. Abbild. Fig. 34.)

Die Probestücke werden mit gut geebener Fläche unter einem bestimmten Drucke in bestimmter Entfernung vom Mittelpunkte auf eine sich drehende, wagrechte gusseiserne Scheibe A gebracht. Vor Beginn der Drehung wird als Schleifmittel für eine gewisse Anzahl von Umdrehungen eine bestimmte Menge Smirgel aufgestreut, nachdem jedesmal der bei den vorhergehenden Umdrehungen gebrauchte Smirgel abgestrichen ist. Nach einer größeren Anzahl von Umdrehungen wird der Gewichtsverlust und dadurch eine Verhältnisszahl der Abnutzbarkeit festgestellt. Erleichtert wird diese Prüfung dadurch, dass erfahrungsmässig die Abnutzung von dem Drucke und der Grösse der Berührungsfäche in gewissen Grenzen nahezu unabhängig ist.

Um einen Vergleich zu ermöglichen, wie die Abnutzung der Gesteine im nassen und im trockenen Zustande sich verhält, wurden auf Veranlassung der hannoverschen Provinzialverwaltung Probestücke von zwei sehr festen Muschelkalk-Arten zunächst im mit Wasser vollständig gesättigten und darauf im ge-

¹⁾ Deutsche Bauzeitg., 1879, No. 57.

²⁾ Bauschinger, Heft 11 der Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der königl. technischen Hochschule zu München.

untersuchenden Steinart, nachdem sie getrocknet und gewogen sind, mit 9 Stahlwürfeln gleicher Größe unter Zusatz von Wasser in einen Zylinder gebracht und einer bestimmten Anzahl von Umdrehungen ausgesetzt. Der Gewichtsverlust giebt den Maßstab zur Beurtheilung des Materials.¹⁾

7. Die Politurfähigkeit.

Viele feste Materialien haben den Fehler, bei der Verwendung zu Pflasterungen durch den Verkehr glatt zu werden — z. B. die meisten Basaltarten. Da solche Gesteine für sehr schnellen Verkehr und auf ansteigenden Straßen zur Verwendung sich nicht gut eignen, ist es in manchen Fällen empfehlenswerth, die Gesteine auf Politurfähigkeit zu untersuchen, wenn nicht bereits Erfahrungen über ihr Verhalten in Pflasterungen vorliegen.

Auch ist zu bemerken, dass die Herstellung polirter Flächen (namentlich bei Kalksteinen) Struktur und Farbe des Gesteines in deutlichster Weise erkennen lässt.

9. Die Gleichartigkeit des Materials.

Von großer Bedeutung für die Dauer der Steinbahnen ist auch die Gleichartigkeit des Materials, da die den Angriffen des Verkehrs ausgesetzten Steine bei ungleichartiger Beschaffenheit auch ungleich abgenutzt werden und dadurch zur Bildung von Unebenheiten Veranlassung geben. Diese Unebenheiten aber führen, da die Räder auf die tiefer liegenden Steine stossweise wirken, sehr schnell zur Bildung von Schlaglöchern, und damit, wenn nicht sehr sorgfältige Ausbesserungen vorgenommen werden, zur Zerstörung der Steinbahn.

Einen zahlenmäßigen Werth für die Gleichartigkeit der Materialien findet man leicht durch die Vergleichung der für die einzelnen Probekörper gefundenen Untersuchungs-Ergebnisse.

4. Spezifisches Gewicht.

Fast nur für die allgemeine Kenntniss der Materialien, weniger für die unmittelbare praktische Verwendung von Bedeutung ist die Ermittlung des spezif. Gewichtes, auf welche deshalb hier nicht weiter eingegangen zu werden braucht.

2. Beziehungen der wichtigsten Eigenschaften unter einander.

Von einiger Bedeutung ist die Frage, ob unter den vorgenannten Eigenschaften der Gesteine bestimmte Beziehungen bestehen, und zutreffenden Falls, wie diese sich gestalten.

Das Hauptinteresse richtet sich auf das Verhältniss zwischen der Druckfestigkeit und dem spezif. Gewichte, weil mehrfach vermuthet worden ist, dass zwischen diesen Eigenschaften eine unmittelbare Beziehung stattfinde, so dass die schwereren Gesteine auch die festeren seien.²⁾ Diese Ansicht, welche wahrscheinlich dadurch entstanden ist, dass einige spezifisch leichte Steinarten (z. B. poröser Dolomit und Buntsandstein) auch geringe Festigkeit besitzen, während einzelne feste Steine (z. B. Basalt) ein grosses spezif. Gewicht haben, mag in vielen Fällen zutreffend sein; in anderen Fällen ist sie aber nicht bestätigt und wird von sachkundiger Seite als unzutreffend bezeichnet.

Dass Gesteine verschiedener Formationen (beispielsweise plutonischen und vulkanischen Ursprungs) in dieser Beziehung ganz unvergleichbar sind, wird kaum bestritten werden können. Es mag z. B. daran erinnert werden, dass feste poröse Laven ein viel geringeres spezif. Gewicht zu haben pflegen, als Kalk- und Sandsteine, die aus Sedimenten gebildet sind. Aber auch bei Gesteinen gleicher Formationen kann die Druckfestigkeit zu dem spezif. Gewicht nicht in einem bestimmten Verhältniss stehen, weil jenes von dem spezif. Gewicht der einzelnen Bestandtheile bedingt ist³⁾, die Festigkeit dagegen in erster Linie von der Verbindung der einzelnen Bestandtheile unter sich ab-

¹⁾ Zeitschr. f. Transportwesen und Strafsenbau, 1888, S. 269.

²⁾ Deutsche Bauzeitung, 1882, No. 5.

³⁾ Deutsche Bauzeitung, 1882, No. 60.

hängt. Bei Sandsteinen z. B. wird der höchste Grad der Festigkeit erreicht, wenn die Quarztheilchen eine nachherige, durch vulkanische Einflüsse entstandene Frittung erfahren haben, die keineswegs immer den vollkommenen Schluss der vorhandenen Form bewirkte und also nur in geringem Maße das specif. Gewicht des Gesteins beeinflusste.

Unter den 1882 und 1883 untersuchten 104 Steinen-Materialien der Provinz Hannover befinden sich 6 Kalksteinarten vom specif. Gewicht 2,70, deren Festigkeit i. M. zwischen 546 und 924 kg f. 1 q^{cm} schwankt, desgleichen 7 Kalksteine vom specif. Gewicht 2,72 und der Festigkeit von 617 bis 1055 kg; endlich 2 gleich schwere Keupersandsteine, deren Zerstörung bei 1754 kg bzw. 787 kg auf 1 q^{cm} erfolgte.

Ferner wurde der Fall bekannt, dass Probestücke — Keupersandstein — aus verschiedenen Schichten desselben Steinbruchs bei annähernd gleicher Festigkeit specif. Gewichte von 2,42 bzw. 2,74 und ein Wasseraufnahmevermögen von 2,4 0/0 bzw. 1,1 0/0 zeigten.

Mit den Ergebnissen der letztgenannten Materialprüfungen wurde eine genaue Vergleichung der Druckfestigkeit, des specif. Gewichts, der Wasseraufnahme und des Härtegrades in der Weise durchgeführt, dass die Basalte, die Grauwacken, die Quarz-, Kalk- und Sandsteine unter sich zusammengestellt wurden. Die Werthe der Druckfestigkeit wurden als Abszissen, die übrigen Werthe als Ordinaten aufgetragen und die Endpunkte unter sich verbunden; es konnte dabei keinerlei Beziehung erkannt werden.¹⁾

Ebenso ergebnisslos waren graphische Vergleiche der genannten Eigenschaften dieser Gesteine unter einander, bei welchen zunächst die Wasseraufnahme, und dann das specif. Gewicht als Abszissen verwendet wurden.

Die Stossfestigkeit und Abnutzbarkeit konnten bei den Vergleichungen nicht in Frage kommen, weil die vorliegende Zahl der Versuchsergebnisse zu gering war. Indessen wird man von vorn herein mit einiger Sicherheit annehmen dürfen, dass Formeln über allgemein gültige Beziehungen der Abnutzung des Steinmaterials in der Oberfläche zur Druckfestigkeit — also Formeln, aus denen man die Abnutzung bestimmen könnte, wenn die Festigkeit bekannt ist — sich nicht aufstellen lassen.

Ähnliche Zusammenstellungen wurden in Baden mit Ergebnissen der unten beschriebenen Kalkstein-Prüfungen vorgenommen; doch blieben dieselben ebenfalls ergebnisslos.

4. Beschlüsse der Konferenzen zu München und Dresden über einheitliche Untersuchungsmethoden.

Einfache Zahlenangaben über Materialprüfungen ohne Mittheilung der näheren Umstände, unter denen die Versuche angestellt sind, können nach dem Vorstehenden nur wenig Werth haben. Die von verschiedenen Personen mit anderen Maschinen an Probestücken von abweichender Größe und Bearbeitung erzielten Versuchsergebnisse weichen so sehr von einander ab, dass eine unmittelbare Vergleichung durchaus unzulässig ist. Um die hieraus entstehenden Schwierigkeiten wenigstens theilweise zu beseitigen, ist auf Bauschingers Vorschlag²⁾ im September 1884 eine Versammlung von Fachleuten zur Vereinbarung einheitlicher Verfahrensarten bei der Prüfung von Bau- und Konstruktionsmaterialien zu München abgehalten worden, wo die Frage der Prüfung von Schotter- und Pflastersteinen zur Erwägung einer ständigen Kommission überwiesen wurde. Die Vorschläge dieser Kommission wurden von einer zweiten Versammlung zu Dresden im September 1886 meistens gebilligt; weitere Aufgaben wurden einer zweiten ständigen Kommission zugewiesen. Bezüglich der Untersuchung der Pflaster- und Schottermaterialien sind hauptsächlich folgende Sätze aufgestellt worden:

1. Ueber die petrographische und geologische Bezeichnung und Herkunft, sowie:

¹⁾ Zeitschr. d. hannov. Archit. u. Ingen.-Ver., 1883, Pl. 29.

²⁾ Beschlüsse der Konferenzen usw. über einheitliche Untersuchungsmethoden bei der Prüfung von Bau- und Konstruktionsmaterialien. München, Th. Ackermann. Auch Zentralbl. d. Bauwiltg. 1884, S. 417 und folgende Jahrgänge sowie Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 249.

2. über den Verwendungszweck sind Angaben erforderlich.

3. Das spezif. Gewicht der Probestücke ist zu bestimmen.

4. Da die Wasseraufnahme, sowie der Frostangriff von der Oberflächengröße abhängig sind, müssen zur Ermittlung der Frostbeständigkeit Proben von einheitlicher Größe verwandt werden und wird dafür das Maafs von 7 cm Kantenlänge bestimmt.

Die Frostprobe besteht in der Ermittlung der Druckfestigkeit an 6 wassergesättigten Steinen und der Vergleichung mit der Trockenfestigkeit. Dann ist die Druckfestigkeit von 6 getrockneten Steinen nach 25 maligem Gefrieren (Temperatur von -10 bis -15° C.) und Wiederauftauen zu bestimmen. Von den 6 Proben sind jedesmal 3 senkrecht, 3 wagrecht zum Lager zu zerdrücken. Der Gewichtsverlust der 25 mal gefrorenen Steine ist vorher festzustellen und dieselben sind mit der Lupe auf Risse und Absplitterungen zu untersuchen.

5. Trottoirplatten sind nach Bauschingers Verfahren auf Abnutzbarkeit zu prüfen.

6. Der Werth von Schotter- und Pflastermaterial kann in erledigender Weise nur durch Anlage von Versuchsstrecken ermittelt werden.

7. Für schnellere Ermittlung des Werths, als durch Versuchsstrecken möglich ist, ist ein anderes Verfahren nothwendig. Da die Schotter- und Pflastermaterialien gleichzeitig auf Abschleifen und Abschlagen in Anspruch genommen werden, wird eine Untersuchung in Drehtrommeln (Deval'sches Verfahren) empfohlen. Zur Erhöhung der Schlagwirkung erscheint jedoch eine Vergrößerung der Abmessung dieser Trommeln auf 0,3 m Durchmesser und 0,5 m Höhe nothwendig. Weitere Vorschläge sind von der Kommission auszuarbeiten.

8. Neben der Trommelprobe ist bei Schottermaterialien die Druckfestigkeit (s. No. 4) zu ermitteln. Die Probestücke sollen in Würfelform von 5 bis 7 cm Kantenlänge mit gehobelten Druckflächen hergestellt sein und ohne Zwischenlagen zwischen Druckplatten, von denen eine nach allen Seiten hin beweglich sein muss, zerdrückt werden.

9. Für Pflastermaterial ist die Politurfähigkeit zu ermitteln, worüber die Kommission weitere Vorschläge zu machen hat.

10. Die Prüfung ist auf die geringste, mittlere und beste zur Lieferung bestimmte Gattung des betr. Materials auszudehnen, da fast in erster Linie Gleichmäßigkeit des Gefüges von Werth ist.

d) Der Vergleichswerth verschiedener Gesteine.

Nachdem die Durchführung der Materialprüfungen mittels Anlegung von Versuchsstrecken, sowie in Versuchsanstalten vorstehend besprochen ist, bleibt die Ermittlung des Werthes der Gesteine auf Grund jener Versuche zu erörtern.

Aus der auf den Versuchsstrecken durch Messung festgestellten Abnutzungsziffern kann der Materialwerth in einfachster Weise dadurch abgeleitet werden, dass man die Abnutzung der Versuchsstrecke mit der Abnutzung anderer unter gleichen Verhältnissen (am besten im Anschluss an die Versuchsstrecken) aus einem Normalmaterial hergestellter Steinbahnen vergleicht. Die Maasse der Abnutzung ergeben hier unmittelbar den Vergleichswerth, sowie den damit umgekehrt proportionalen Bedarf an Unterhaltungsmaterial, wobei der Werth des Normalmaterials als Einheit angenommen wird.

Eine allgemeinere Einheit für die Werthbestimmung der Gesteine ist der Materialverbrauch für das km und Jahr bei einem Zugthier täglich für 1 m Strafsenbreite. Derselbe ist leicht zu berechnen, wenn der Verkehr auf der Versuchsstrecke bekannt ist; zuverlässig aber ist (wie oben erörtert wurde) das Ergebniss nur dann, wenn sowohl die Verkehrs- als auch die sonstigen Verhältnisse der Versuchsstrecke durchaus normale sind.

Ausgedehnte Ermittlungen dieser Art sind in Frankreich¹⁾ gemacht worden. Der Verbrauch schwankte dort auf 1 km Chaussee jährlich für 100 Lastthiere täglich zwischen 15^{cbm} (Vogesen-Basalt) und 60^{cbm} (weicher Kalkstein).

In Baden²⁾ sind schon seit 1851 genaue Nachweisungen über den Ver-

¹⁾ Ann. d. ponts et chauss. 1877 S. 700, 1878 S. 1222, 1879 S. 111, 132 u. 307, 1883 S. 5.

²⁾ Beiträge zur Statistik der inneren Verwaltung im Großherzogth. Baden, Abth. Strafsenbau 1863, 1869 u. 1876.

brauch der verschiedenen Gattungen des Strafsenunterhaltungs-Materials auf allen Strafsen gesammelt worden; eigentliche besonders für die Vergleichung der Materialien ausgeführte Versuchsstrecken scheinen jedoch nicht angelegt zu sein. Vergl. unten: Ergebnisse einiger Materialprüfungen und Materialbedarf zur Unterhaltung der Steinschlagbahnen.

Sehr viel schwieriger ist die zahlenmäßige Feststellung des Vergleichswerths verschiedener Gesteine auf Grund der Prüfung in Versuchsanstalten, welche bislang nur vereinzelt und dann stets nur mit beschränktem Umfange versucht worden ist.

Unter Beschränkung auf nur eine der vielen Eigenschaften, von denen die Güte der Wegbaumaterialien abhängt, nämlich auf die Druckfestigkeit, giebt Bokelberg¹⁾ auf Grund ausgedehnter praktischer Ermittlungen an, dass über den Nutzungswerth unter sonst gleichbleibenden Einflüssen bei den ohne ausreichende praktische Erfahrung anzustellenden Vergleichen in der Regel folgende Annahmen zulässig sind:

1. Die quantitative Abnutzung A und A_1 zweier Materialien an der Oberfläche der Steinschlagbahnen steht im umgekehrten Verhältniss der anderthalbfachen Potenz der Festigkeitsziffern f und f_1 , wenn letztere um weniger als das doppelte Maafs von einander abweichen:

$$A : A_1 = f_1^{3/2} : f^{3/2}.$$

2. Für Materialien von mehr als 940 kg auf 1 qm Festigkeit ist zu setzen:

$$A : A_1 = f_1^{5/4} : f^{5/4}.$$

3. Bei solchen Gesteinen, deren Festigkeit um mehr als das Doppelte verschieden ist, muss ein Verhältniss zwischen der $3/2$ und 2 Potenz angenommen werden.

4. Ist der Festigkeitsunterschied mindestens dreifach, so ist das Verhältniss $A : A_1 = f_1^2 : f^2$ anzunehmen.

Allgemein gilt also die Gleichung:

$$A : A_1 = f_1^r : f^r.$$

Die unter 1. angegebene Regel lässt sich auch theoretisch ableiten, vergl. Fig. 36. Eine der Zerdrückung durch das Gewicht Q eines Wagenrades ausgesetzte Steinspitze wird so weit zerstört werden, bis die entsprechende Fläche a die Last tragen kann, also $a f = Q$ ist. Die durch Zerdrückung verlorene Pyramide hat den Inhalt

$$J = \frac{h a}{4}. \text{ Bei einem Material von der Festigkeit } f_1 \text{ sei } J_1 = \frac{h_1 a_1}{4}.$$

$$\text{Dann ist } J : J_1 = \frac{h a}{4} : \frac{h_1 a_1}{4}.$$

Bei der Aehnlichkeit der Pyramiden muss sein: $h : h_1 = a^{1/2} : a_1^{1/2}$;

also ist: $J : J_1 = a^{3/2} : a_1^{3/2}$.

Da ferner $a = \frac{Q}{f}$, $a_1 = \frac{Q}{f_1}$ ist, so muss auch $J : J_1 = \frac{1}{f^{3/2}} : \frac{1}{f_1^{3/2}}$ sein.

Nach diesen Annahmen würden bei der Verwendung unter gleichen äusseren Verhältnissen zum Beispiel nachstehend genannte Mengen verschiedenartiger Materialien gleichwerthig sein:

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen.-Ver. 1861. S. 357.

Lfd. Nr.	Material	Festigkeit für 1 qcm	Menge cbm
1	Basalt	1690	1,0
2	„	1520	1,16
3	„	1350	1,34
4	„	1180	1,70
5	Grauwacke	1010	2,15
6	Korallenkalk	840	3,00
7	„	760	3,80
8	Muschelkalk	680	5,80
9	Sandstein	590	7—8
10	Kreidekalk	510	9—11

Einen weiteren Schritt zur zahlenmäßigen Bestimmung des Vergleichswerthes der Wegebaumaterialien — ebenfalls nur für Steinschlagbahnen — hat die großherzoglich badische Strafsenbauverwaltung gethan¹⁾ und auf Grund einer im Jahre 1880 vorgenommenen Prüfung sehr zahlreicher Gesteine auf ihre rückwirkende Festigkeit und Abnutzbarkeit (durch Abschleifen nach Bau-schinger's Verfahren) eine Zahl für den relativen Werth der einzelnen Materialien bestimmt.

Unter Einführung einer Verhältnisszahl für die Druckfestigkeit, welche so gewählt ist, dass die Festigkeit des Dolerits = 1 gesetzt wurde und einer Verhältnisszahl für die Abnutzbarkeit, welche so angenommen ist, dass auch die Abnutzung des Dolerits als die Zahl 1 erscheint, wurde durch Division der Festigkeitsziffer durch die Abnutzungsziffer das Verhältniss des Werthes der Gesteine unter sich bestimmt. Dieser Werth ergibt sich also für Dolerit = 1,0. (Vgl. die unter den Ergebnissen der Materialprüfungen mitgetheilte Tabelle, in welcher die Verhältnisszahlen der Festigkeit jedoch so angegeben sind, dass für Dolerit die Zahl 10 erscheint).

Ob es richtig ist, die Ergebnisse der Druckfestigkeit und Abnutzbarkeit — Abschleifbarkeit — gleichwerthig in einem linearen Verhältniss in Rechnung zu bringen, ist zweifelhaft; diese Frage kann nur durch die Erfahrung entschieden werden. Jedenfalls aber ist das badische Verfahren schon deshalb als wesentlicher Fortschritt anzusehen, weil es zu weiteren Versuchen und Beobachtungen Anregung giebt.

Eine ganz allgemeine Bestimmung des Vergleichswerthes der Gesteine durch Prüfung in Versuchsstationen wird voraussichtlich niemals möglich sein. Es wird wohl niemals gelingen, alle in Frage kommenden wichtigen Eigenschaften zahlenmäßig festzustellen. Von diesen treten manche erst bei der Verwendung zu Tage, bei Steinschlagbahnen z. B. der Umstand, ob die betr. Gesteinsart einen unter der Walze leicht bindenden Steinschlag liefert oder nicht, in welchem Mafse die Steinbahn wasserdurchlässig bleibt, ob infolge der Abnutzung eine starke Schlamm bildung stattfindet, welcher Art dieser Schlamm ist und dergleichen.

Aber selbst, wenn es gelingen sollte, alle in Frage kommenden Eigenschaften mit mathematischer Schärfe zu ermitteln, so wird man doch niemals allgemein feststellen können, welche Wichtigkeit jeder einzelnen Eigenschaft im Vergleich mit der sonstigen Beschaffenheit zuerkannt werden muss, weil stets nach den besonderen Verhältnissen der Oertlichkeit, des Verkehrs und der Unterhaltungsart der einen oder anderen Eigenschaft mehr Gewicht beigelegt werden muss, so dass dasselbe Material je nach der Art seiner Verwendung ganz verschiedene Werthe annehmen kann. Insbesondere ist zu beachten, dass bei Pflastersteinen ganz andere Anforderungen zu stellen sind, als bei Steinschlagmaterialien. Für erstere kommt z. B. die Druckfestigkeit nur wenig in Frage; denn die Zerdrückung der grossen Pflastersteine würde selbst bei ge-

¹⁾ Statistische Betrachtungen über den Aufwand zur Unterhaltung der Landstrassen in Baden; Karlsruhe Brauns'sche Hofbuchdruckerei 1882.

ringer Druckfestigkeit eine so grosse Last erfordern, wie sie bei den gewöhnlichen Verkehrsverhältnissen nicht vorkommt. Für Steinschlagbahnen ist dagegen die Druckfestigkeit des Gesteins von grosser Bedeutung, da bei diesen der Materialverbrauch selbst bei den festesten Materialien zum grossen Theil Folge der Zerdrückung der Steinschlag-Brocken ist.

Die Zerstörung der Pflasterbahnen erfolgt hauptsächlich durch das Aufschlagen der Pferdehufe und das Stossen der Räder; es hat deshalb die Stossfestigkeit für die Beurtheilung des Werths der Pflastersteine besonderen Werth. Für Pflasterungen ist die Politurfähigkeit des Materials von Bedeutung; Pflastersteine, welche durch den Verkehr glatt werden, sind unter Umständen, z. B. auf starken Steigungen, ohne Rücksicht auf ihre sonstige Beschaffenheit, von der Verwendung auszuschliessen.

Gleich wichtig für Pflaster und Steinschlag ist die Abnutzbarkeit, da das Schleifen der Räder und Hufe Pflastersteine und Steinschlag-Brocken in gleicher Weise schädigt.

Für Steinschlagbahnen, auf denen schwere Lasten mit geringer Geschwindigkeit zu fördern sind, wird mehr Gewicht auf die Druckfestigkeit des Materials zu legen sein, als wenn schneller, leichter Verkehr zu erwarten ist; bei letzterem ist ein Material vorzuziehen, welches den Hufschlägen der Pferde besonders gut Widerstand leisten kann.

In feuchten, dumpfigen Lagen muss die Verwendung der zur Schlammbildung Veranlassung gebenden Materialien vermieden werden usw.

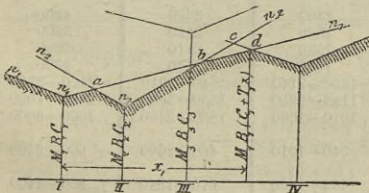
Der in der angedeuteten Weise für die in jedem einzelnen Falle in Frage stehenden Gesteine so genau als möglich ermittelte Vergleichswerth dient, wie schon bemerkt, als Verhältnisszahl, welche die zur Strafsenunterhaltung erforderlichen Materialmengen angiebt; es ist dieselbe Ziffer, welche sich bei der Prüfung der Materialien auf Versuchsstrecken unmittelbar ergab. Die so gewonnene Kenntniss des Materialbedarfs der verschiedenen Unterhaltungsmaterialien ermöglicht die Durchführung der bei der Besprechung der Auswahl unter den verfügbaren Gesteinen kurz angedeuteten vergleichenden Kostenberechnung, welche zur Ermittlung des zweckmässig anzuwendenden Materials dient.

e) Die Verwendungsgrenzen der in verschiedenen Steinbrüchen gewonnenen Gesteine.

Wenn für eine Strasse bei *A* das im Steinbruche *I* gewonnene Material, bei *B* das Gestein aus dem Bruche *II* zu verwenden ist, so bleibt noch die Grenze zwischen *A* und *B* zu ermitteln, bis zu welcher die Verwendung jedes Materials zweckmässig ist. Dietrich¹⁾ giebt hierzu folgendes Verfahren an:

Wenn für jedes ^{qm} Steinbahn an Unterhaltungsmaterial jährlich *M*, bezw. M_2 ^{cbm} erforderlich sind, die Breite der Steinbahn B_1 bezw. B_2 beträgt, die Transportkosten des Materials auf der Strasse auf T_1 und T_2 für die Längeneinheit sich belaufen, der Abstand einer beliebigen Verbrauchsstelle auf der Strasse von der Anschlussstelle des Steinbruchs = *x* ist, und endlich die von der Verwendungsstelle unabhängigen Kosten des Materials — für Gewinnung im Bruche, Aufladen, Transport vom Bruche an die Strasse, Abladen an der Verwendungsstelle, Zerkleinern, Verbauen und Entfernung des Staubes oder Schlammes von der fertigen Bahn — zu C_1 bezw. C_2 angenommen werden, so

Fig. 37.



sind die Unterhaltungskosten für 1^m Strafsenlänge an der in Betracht gezogenen Verbrauchsstelle für das erste Material $N_1 = M_1 B_1 T_1 x_1 + M_1 B_1 C_1$ und für ein anderes Material $N_2 = M_2 B_2 T_2 x_2 + M_2 B_2 C_2$. Trägt man nun, Fig. 37, über einer in das Längensprofil der Strasse eingezeichneten wagerechten Linie an der Anschlussstelle des Steinbruchs *I* den Werth $M_1 B_1 C_1$; an der Verbrauchsstelle x_1 den Werth $M_1 B_1 (C_1 + T_1 x_1)$ senkrecht auf und verbindet die

1) Die Baumaterialien der Steinstrassen, S. 15.

oberen Endpunkte geradlinig mit einander so stellt der Abstand der Verbindungslinie $n_1 n_1$ von der wagrechten Grundlinie an jeder Stelle den Preis der Unterhaltungskosten bei Benutzung des Materials *I* dar. Auf diese Weise sind die Unterhaltungskosten von der Anschlussstelle aus nach beiden Seiten der Strafsen darzustellen, wobei zu berücksichtigen ist, dass in Folge möglicher Verschiedenheit der Strafsen und des Verkehrs die Werthlinie nicht nach beiden Seiten gleiche Neigung zu haben braucht, d. h. dass die Kosten des Materials nicht nothwendig von der Anschlussstelle aus nach beiden Seiten in gleichem Verhältniss zunehmen müssen.

Wird dasselbe Verfahren für das Material *II* wiederholt, so bezeichnet der Schnittpunkt *a* der Linien $n_1 n_1$ und $n_2 n_2$ die Verwendungsgrenze der Steinbrüche *I* und *II*.

Auf solche Weise können durch Auftragung aller längs der Strafsen befindlichen Steinbrüche sämtliche Verwendungsgrenzen festgestellt werden. Der Steinbruch *III* darf gar nicht in Anspruch genommen werden, weil die Verwendung des Materials *III* theurer wird, als die Verwendung der in den Nachbarbrüchen gewonnenen Gesteine.

Jenseits des Punktes *b* ist die Verwendung des Gesteins *I* vortheilhafter als des näher liegenden Materials *II*, dessen Verwendungsgrenzen bei *a* und *b* liegen; erst bei *d* ist dem Material *IV* der Vorzug zu geben.

f) Ergebnisse einiger in Versuchsanstalten ausgeführter Material-Prüfungen.

Schon vor 1860 hat Bokelberg ausgedehnte Versuche über die Druckfestigkeit angestellt, deren Ergebnisse in der hannoverschen technischen Anweisung zum Bau der Kunststrassen mitgetheilt sind. Bokelberg geht von dem Gesichtspunkte aus, dass die einzelnen Steinschlagstücke eine gewisse Gröfse haben müssen, um dem Raddruck widerstehen zu können. Er berechnet eine Tabelle, in welcher angegeben ist, wie weit die aus den untersuchten Materialien hergestellten unregelmäßigen Steinschlagstücke von verschiedener Gröfse belastet werden dürfen, und nimmt den zehnten Theil des durchschnittlichen Gewichts, unter welchem die Zerstörung geschliffener Würfel eintritt, als Tragkraft an. Seine Versuche wurden an geschliffenen Würfeln von 1—8 Kubikzoll Gröfse in verschiedener Anzahl mittelst eines Hebels angestellt.

Die Tragkraft des gröberen und feineren Steinschlags verschiedener Gebirgsarten beträgt nach seinen Ermittlungen:

Tabelle I.

Gesteinsarten	Abmessungen der Steinbrocken														
	cm	qcm	ccm	cm	qcm	ccm	cm	qcm	ccm	cm	qcm	ccm	cm	qcm	ccm
	2,9	8,4	25	3,7	13,7	50	4,4	19,4	85	5,4	26,0	130	5,8	33,6	200
Tragfähigkeit in kg															
Quarzfels	1050			1640			2360			3220			4200		
Gabbro	800			1250			1800			2450			3200		
Grünstein	700			1100			1580			2140			2800		
Einige Quarzgesteine	500			780			1100			1530			2000		
Basalt	600—950			940—1480			1350—2140			1840—2910			2400—3800		
Granit, Syenit, Gneis	500—1000			780—1560			1125—2250			1530—3060			2000—4000		
Grauwacke	450—750			700—1170			1010—1680			1330—2300			1800—3000		
Kalkstein a versch. Formationen	150—850			230—1330			340—1910			460—2600			600—3400		
Muschelkalk v. verschied. Fundorten	200—600			300—940			450—1350			610—1840			800—2400		
Keuper und Keuper-Sandstein	150—800			240—1250			340—1800			460—2450			600—3200		
Kohlensandstein	450			700			1000			1380			1800		
Deistersandstein	150—700			240—1090			340—1580			460—2 50			600—2800		
Buntsandstein	150—550			240—860			340—1240			460—1690			600—2200		
Andere Sandst.-Art.	50—300			80—470			110—680			150—920			200—1200		
Dolomit	150—400			280—620			340—900			460—2120			600—1600		
Oldenbrg. Klinker	400			620			900			1220			1600		
Klinker aus anderen Gegenden	150—400			230—630			340—900			450—1220			600—1600		
Gewöhnliche Ziegel	50—150			80—240			110—340			150—450			200—600		

Unter den zahlreichen im Jahre 1876 in der Versuchsanstalt der Elsass-Lothringischen Eisenbahnen in Straßburg auf Druckfestigkeit geprüften Steinen befinden sich zwei Wegebaumaterialien, nämlich:

1. Pflastersteine aus grün-grauem Sandstein von Diekirch bei Ettelbrück. Davon wurden drei Würfel von 12, 15 und 10 cm Kantenlänge zerdrückt, welche bei dem specif. Gewicht von 2,28, 2,21 und 2,32 Festigkeiten von 530 kg auf 1 qcm, > 400 kg und 643 kg zeigten; der letztgenannte Probewürfel war wenig feucht.

2. Pflastersteine aus hellgrauem Buntsandstein von Gilsdorf bei Diekirch. Der einzige geprüfte Würfel von 15 cm Kantenlänge hatte bei dem specif. Gewicht von 2,46 eine Druckfestigkeit > 420 kg auf 1 qcm.

Unter den Baumaterialien waren auf der Landesausstellung der Schweiz 1883 vier Pflastermaterialien ausgestellt, über welche der Ausstellungs-Katalog folgende Angaben enthält:

Tabelle II.

Lage des Steinbruchs	Bezeichnung		Farbe	Härte	Spezifisches Gewicht	Wasser-aufnahme %	Druckfestigkeit im trockenen Zustande kg für 1 qcm
	geologisch	petrographisch					
1. bei St. Gallen .	Untere Süßwasser-Molasse	feinkörniger Sandstein	grau	—	2,75	0,9	1634
2. bei Herisau . .	Marine-Molasse	feinkörniger Sandstein	dunkelgrün	6—7	2,73	0,27	1398
3. bei Palizieux . .	Untere Süßwasser-Molasse	mittelkörniger Sandstein	grau	—	2,71	0,8	1629
4. bei Hemmenthal	Malm jurassisch	dichter Kalkstein	hellgelblich-grau	4	2,65	0,7	1386

Ueber die Art, wie die Untersuchungen ausgeführt wurden, ist nur mitgetheilt, dass von den drei erstgenannten Sorten je drei, von der letzten zwei Probstücke zerdrückt wurden.

Von sehr großem Interesse sind die von der Berliner Stadt-Bauverwaltung mit der oben beschriebenen Siebeneicher'schen Maschine veranstalteten Untersuchungen auf Stoffsfestigkeit¹⁾, welche in der folgenden Tabelle mitgetheilt sind:

Tabelle III.

No.	Steinart	Bezugsort	Verhältnisszahl der Stoffsfestigkeit	Zahl der Versuche	Mittelwerth aus allen Proben
1	Porphy	Quenast (Belgien)	7 800	3	} 6 760
2		Dornreichenbach (Sachsen)	6 080	3	
3		Lyptitz (Sachsen)	6 370	3	
4	Granit	Karlskrona (Schweden)	6 880	3	} 4 540
5		Strehlen (Schlesien)	4 550	3	
6		Gross-Rosen (do.) a)	5 060	3	
7		" (do.) b)	3 440	3	
8		Mauthausen (Oesterreich)	3 350	3	
9		Vilshofen (Bayern)	3 230	3	
10		Ilsenburg (Harz)	4 650	2	
11		Cercan (Böhmen)	6 400	1	
12		Bornholm (Schweden)	4 575	1	

¹⁾ Deutsche Bauzeitg., 1879, No. 57.

No.	Steinart	Bezugsort	Verhältnisszahl der Stofs-festigkeit	Zahl der Ver-suche	Mittel-werth aus allen Proben
13	Grünstein	Senftenberg (Lausitz)	4 690	3	—
14	Grauwacke	Wildemann (Harz)	5 420	4	—
15	Kohlensandstein	Comblain au Pont (Belgien)	3 970	3	4 330
16	"	Osnabrück (Hannover)	4 250	1	
17	"	Plötzky bei Magdeburg	4 900	2	
18	Säulen-Basalt	Schlesien	11 350	1	12 490
19	Basalt	Sachsen	10 440	1	
20	"	Pirnai (Böhmen)	14 400	1	
21	"	Böhmen	15 150	1	
22	"	do.	16 400	1	
23	"	Schlesien	7 200	1	
24	Diorit	Pfalz	2 640	1	—
25	Kunstbasalt	Schattau (Böhmen) a)	3 100	4	2 980
26	"	(do.) b)	2 890	6	
27	Gebrannte Steine	Pest	5 775	1	—

Besonders hingewiesen werden mag auf das außerordentlich günstige Ergebniss bei der Untersuchung des Basalts, welches den hohen Werth dieses Steines im Wegebau trotz seiner nicht so bedeutenden Druckfestigkeit bestätigt.

Tabelle IV.

No.	Materialart und Sorte.	Mittelwerthe der				Relativer Werth der verschiedenen Materialen. Werth des Dolerits = 1	Verhältnisszahl der zur Unterhaltung erforderlichen Materialmengen
		Druckfestigkeit		Abnutzbarkeit			
		in kg für 1 qcm	Verhältnisszahl der Druckfestigkeit	in g bei 200 Umdrehungen der Scheibe	Verhältnisszahl der Abnutzbarkeit		
1	Dolerit	3000	10,000	10,30	1,000	1,000	1,000
2	Basalt	2340	7,800	10,40	1,010	0,772	1,295
3	Porphyre { I. Typus: Dossenheimer Porphyre . II. Typus: Vomberger Porphyre . III. Typus: Trabronner Porphyre . Mittelwerth	1985	6,617	8,38	0,814	0,813	1,230
		1621	5,403	8,51	0,826	0,654	1,530
		1434	4,780	10,12	0,983	0,486	2,057
		1683	5,610	9,15	0,888	0,631	1,585
4	Diorit	2272	7,573	12,42	1,206	0,628	1,592
5	Syenit	1863	6,210	10,29	1,000	0,621	1,610
6	Gneis	1730	5,767	9,82	0,953	0,604	1,655
7	Granit { I. Typus: Granit von Kroppenstein II. Typus: Granit a. d. Schlichtthale III. Typus: vom Steinbückeke Mittelwerth	1818	6,060	7,94	0,771	0,785	1,274
		1700	5,667	9,72	0,944	0,600	1,667
		1326	4,420	10,49	1,018	0,434	2,303
		1618	5,393	9,40	0,913	0,590	1,700
8	Hornblende	1540	5,133	8,95	0,869	0,590	1,700
9	Klingstein	1920	6,400	11,14	1,082	0,590	1,700
10	Rheinwacken	2245	7,483	13,05	1,267	0,590	1,700
11	Thonschiefer	1960	6,533	8,60	0,835	0,782	1,280

Die Hauptergebnisse der schon erwähnten umfassenden Versuche über den Werth der Wegebau-Materialien, welche um 1880 in München im Auftrage der badischen Straßenbauverwaltung vorgenommen wurden, enthält die Tabelle IV.¹⁾

Wegen der Ziffern für den relativen Werth der Gesteine siehe S. 124, Vergleichswerth der Materialien; wegen der Verhältnisszahlen für den Materialverbrauch vergl.: Materialbedarf zur Unterhaltung der Steinschlagbahnen.

Die Versuche wurden an Würfeln von 6 cm Seitenlänge vorgenommen, welche zuerst, nach Bauschingers Verfahren, auf Abnutzbarkeit, dann auf Druckfestigkeit geprüft wurden. Die Zahl der Probewürfel betrug bei Dolerit, Basalt und Diorit nur 2, bei den übrigen Gesteinen 4 bis 6, die Zahl der Abnutzbarkeits-Versuche soll bei jedem Material 3 betragen haben, so dass bei den erstgenannten Gesteinen je ein Würfel 2 mal — und zwar an verschiedenen Flächen — abgeschliffen ist. Näheres ist nicht bekannt gemacht.

Sandsteine werden in Baden jetzt nur noch auf Gemeindegewegen verwandt; Untersuchungsergebnisse sind deshalb nicht mitgetheilt.

Auch die mit Binnenfluss-Geschieben vorgenommenen Untersuchungen sind nicht in die Uebersicht aufgenommen, weil die einzelnen untersuchten Stücke meistens verschiedenen Formationen angehören.

Während die Prüfung im großen und ganzen die frühere Werthschätzung der einzelnen Gesteine rechtfertigte und bei manchen Steinarten nützliche Anregung für künftige Aenderung in der Wahl des Materials und der Bezugsquellen lieferte, war ihr Ergebnis bezüglich des Kalksteins²⁾ nicht brauchbar. Denn bei der oben beschriebenen Berechnung der Werthziffer aus der Druckfestigkeit und Abnutzbarkeit ergab sich ein bei weitem zu ungünstiges, bei der Berücksichtigung der Festigkeitsziffer allein aber ein viel zu günstiges Resultat.

Da aber im Jahre 1882/3 = 26,86 % aller Landstraßen und 42 % der unter Staatsaufsicht stehenden Gemeindegewege mit Kalkstein unterhalten wurden, so entschloss man sich, 21 Kalksteinarten in der Berliner Prüfungsstation auf spez. Gewicht, Wasseraufnahme, Kohäsion, Wetterbeständigkeit, Härtegrad und Druckfestigkeit im trockenen und wassersatten Zustande prüfen zu lassen. Die Zahl der Festigkeitsproben wurde zu 20 angenommen, von denen 10 im trockenen, 10 im nassen Zustande zerdrückt wurden. Das weitere Verfahren gleicht demjenigen bei den nachstehend beschriebenen hannoverschen Versuchen; die Kohäsionsbeschaffenheit, die dort nicht ermittelt ist, wurde festgestellt, indem von je 3 Proben 6 kleine Stücke abgeschlagen und die Bruchflächen mit der Lupe untersucht wurden.

Nach diesen Versuchen wurden die Kalksteine in folgende 3 Klassen getheilt:

	Druckfestigkeit für 1 q ^{cm}	Härtegrad	Wasseraufnahme %	Spez. Gewicht
1. Sorte .	1110	7,2	0,72	2,959
2. " .	898	6,13	0,77	2,703
3. " .	694	6,6	1,17	2,707

Endlich sind die Untersuchungen von Wegebaumaterialien zu besprechen, welche die hannoversche Provinzialverwaltung³⁾ in den Jahren 1881/2 anstellen ließ; die Hauptergebnisse finden sich in nachstehender Tabelle V:

Ogleich in der Provinz Hannover rund die Hälfte — 50,7 % i. J. 1890 — aller Provinzialstraßen aus nordischen Geschieben (Findlingen) hergestellt sind und unterhalten werden, so ist dennoch von der Untersuchung derselben gänzlich Abstand genommen, weil die einzelnen Steine ganz verschiedenen Gebirgsarten angehören, so dass ein allgemein gültiges Prüfungsergebniss nicht zu erreichen ist.

¹⁾ Statistische Betrachtungen über den Aufwand für die Unterhaltung der Landstraßen in Baden.

²⁾ Der Kalkstein als Straßenunterhaltungsmaterial; ein Nachtrag zu den stat. Betrachtungen.

³⁾ Zeitschr. d. Hann. Arch.- u. Ingen.-Ver. 1883, S. 600

Tabelle V¹⁾

Lfde. No.	Steinarten	Spezif. Gewicht			Druckfestigkeit in kg			Wasseraufnahme			Härtegrad			Verhältniszahl der Abnutzbarkeit					
		max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel			
1	6 Basaltarten	2,99	2,87	2,91	1868	945	1459	1632	914	1377	1,53	0,60	0,89	7-8	6	7	19,8	18,6	19,2
2	2 Granitsorten	2,63	2,63	2,63	1524	1236	1380	1401	1231	1316	0,85	0,81	0,83	7	6-7	7	—	—	11,9
3	2 Hornfelsarten	2,69	2,68	2,69	1410	1023	1217	1296	752	1024	0,70	0,36	0,53	7-8	6	7	—	—	9,0
4	1 Gabbro	—	—	2,95	—	1031	—	—	1079	—	—	—	0,60	—	—	—	—	—	—
5	2 Melaphyrsorten	2,78	2,76	2,77	919	911	915	940	853	897	0,50	0,50	0,50	7	7	7	—	—	—
6	2 Grittsorten	2,92	2,74	2,83	883	531	707	758	428	533	0,83	0,80	0,82	6	5-6	6	—	—	—
7	7 Granwackengesteine	2,76	2,63	2,69	1011	608	759	944	616	726	1,01	0,53	0,75	7	5-6	6-7	20,1	18,3	19,2
8	9 Kiesel-(Quarz-)Gesteine	2,68	2,59	2,63	1484	608	954	1474	589	930	1,44	0,64	0,94	8-9	5-6	7	17,5	6,5	11,4
9	2 Koogensteine	2,72	2,69	2,71	1368	1050	1209	1106	1057	1082	1,00	0,49	0,75	7-8	7	7	—	—	—
10	33 Muschelkalksorten	2,75	2,47	2,69	1205	337	673	973	369	639	2,10	0,17	0,85	8-9	5-6	7	62,3	21,0	41,5
11	2 Forthalk-Sorten	2,72	2,70	2,71	740	659	700	775	693	734	0,68	0,50	0,59	6	5-6	7	—	—	64,2
12	1 Quarzkalk	—	—	2,70	—	—	783	—	744	—	—	—	1,39	—	—	—	—	—	—
13	5 Juralkalk-Sorten	2,71	2,64	2,68	744	—	652	702	547	650	2,38	0,50	1,48	8	5-6	6-7	—	—	—
14	1 Stinkstein	—	—	2,81	—	—	752	—	640	—	—	—	1,21	—	—	—	—	—	—
15	1 Korallenkalk	—	—	2,70	—	—	566	—	566	—	—	—	1,03	—	—	—	—	—	—
16	1 Dolomit	—	—	2,48	—	—	360	—	253	—	—	—	3,00	—	5-7	—	—	—	—
17	12 Keupersandstein	2,65	2,42	2,57	1821	682	1038	1721	628	1003	2,52	0,62	1,46	8-9	5-6	7	13,3	9,6	11,5
18	1 Deistersandstein	—	—	2,40	—	—	1318	—	1293	—	—	—	4,20	—	7-8	—	—	—	25,0
19	1 Pfälzkyer Sandstein	—	—	2,59	—	—	1178	—	1211	—	—	—	1,80	—	6	—	—	—	11,0
20	1 Trassandstein	—	—	2,86	—	—	852	—	797	—	—	—	2,30	—	7-8	—	—	—	21,7
21	1 Sandstein ?	—	—	2,48	—	—	655	—	690	—	—	—	2,21	—	8-9	—	—	—	—
22	1 Koblensandstein	—	—	2,58	—	—	678	—	587	—	—	—	1,41	—	8	—	—	—	11,0
23	2 Buntsandstein	—	—	2,42	—	—	400	—	353	—	—	—	3,23	—	4-5	—	—	—	—
24	2 Hochoberschlacken	2,56	3,09	2,85	1531	1112	1292	1358	992	1175	1,39	0,90	1,15	9-10	7	8	34,2	34,0	34,1
25	7 Klinkersorten: a) im Fabrikationsformat b) in Würfelform	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	22,4	20,6	21,5
		2,26	1,94	2,16	895	307	667	882	302	654	6,50	1,00	3,63	7-8	5	6	31,0	22,6	26,7

1) Eine ausführlichere Mittheilung der Ergebnisse findet sich auch in den Mittheilungen aus den Königl. technischen Versuchsanstalten zu Berlin 1888, Heft IV.

Sämmtliche Probestücke (mit Ausnahme einer Hochofenschlacken-Sorte) sind ohne Mitwirkung der Lieferanten entweder in Steinbrüche selbst oder aus großen bereits beschafften Lieferungen von Provinzialbeamten als dem Anschein nach von mittelguter Beschaffenheit ausgewählt.

Die in der Tabelle angegebenen Zahlen der Druckfestigkeit im mit Wasser vollständig gesättigten Zustande sind Mittelwerthe aus je acht Versuchen, diejenigen im trockenen Zustande solche aus je vier Versuchen, welche an Würfeln von 6 cm Kantenlänge angestellt wurden.

Zur Bestimmung des specif. Gewichts wurden zunächst 2 dem Anschein nach möglichst verschiedene Probestücke verwandt; wichen die Ergebnisse um mehr als 1⁰/₁₀ von einander ab, so wurden weitere — bis zu 5 — Versuche ausgeführt; die Tabelle enthält die Mittelwerthe. Alle Probestücke waren mit Wasser gesättigt.

Die Wasseraufnahme wurde in der Weise festgestellt, dass je acht Probestücke zunächst 25 Stunden auf heißen Eisenplatten getrocknet, gewogen, dann 275 Stunden in Wasser gelegt und nochmals gewogen wurden.

Die Ermittlung des Härtegrades nach der Mohs'schen Skala ist an je acht Probestücken vorgenommen.

Die Abnutzbarkeits-Versuche sind nach Bauschingers Verfahren mit je drei Probewürfeln von 6 cm Kantenlänge in mit Wasser gesättigtem Zustande vorgenommen und an jedem Probestücke drei mal in der Weise wiederholt, dass drei verschiedene Seiten auf der gedrehten Scheibe auflagen. Die Proben lagen unter einem Drucke von 30 kg in 63 cm Entfernung vom Mittelpunkte der Scheibe, bei jedem Versuche wurden 200 Umdrehungen gemacht und für je 10 Umdrehungen 20 g Schmirgel (No. 3) aufgestreut. Bei den Klinkerarten wurden je 6 Probestücke untersucht und zwar je 3 mit Brandkruste und 3 bearbeitete. Bei den ersteren wurden nur die 2 Seiten, welche den Breitseiten des Steines entsprechen, abgeschliffen und es wurde an jedem Probestücke zur Bestimmung einer dritten Zahl ein solcher Versuch wiederholt. Die in der Tabelle angegebenen Verhältnisszahlen sind demnach Mittelwerthe aus je neun Versuchen, welche an je 3 Probekörpern gemacht sind; sie bezeichnen den Gewichtsverlust in Gramm.

Bezüglich des Muschelkalks mag noch darauf aufmerksam gemacht werden, dass die hohe Abnutzbarkeits-Ziffer dieser Steinart mit den praktischen Erfahrungen übereinstimmt, während die verhältnissmäßig hohe Druckfestigkeit bei der Geringwerthigkeit des Muschelkalks als Wegebau-Material überraschend ist.

Endlich ist noch auf das günstige Ergebniss hinzuweisen, welches die Untersuchung der Hochofenschlacken lieferte.

V. Die Tracirung.

a) Die Aufgabe der Tracirung.

Während es vor der Zeit der Eisenbahnen darauf ankam, lange Wegezüge in möglichst gerader Richtung von einem Verkehrsmittelpunkte zum andern herzustellen und die Strassen in großer Breite mit mächtiger Steinbahn zur Aufnahme schwerer Lastwagen auszubauen, ist es jetzt die Aufgabe, schmalere, leichter gebaute — und deshalb billigere — Wege anzulegen, welche, so weit thunlich, den vorhandenen Wegen folgend, den Verkehr von Ort zu Ort vermitteln, oder denselben unter Berührung möglichst vieler Zwischenpunkte den Marktorten, oder den Eisenbahnstationen zuführen.

Unter Tracirung wird die Gesamtheit der Arbeiten verstanden, welche erforderlich sind, um die Richtung und Höhenlage eines Weges festzustellen.

Die Aufgabe der Tracirung besteht darin, die Gesamtverkehrskosten — die Anlage-, Unterhaltungs- und Betriebskosten zusammen genommen — so gering als möglich zu machen. Nur diejenigen Wege, welche dieser Anforderung genügen, sind im volkswirtschaftlichen Sinne richtig angelegt.

Die Ermittlung der Gesamtverkehrskosten kann in folgender Weise vorgenommen werden: Zur Beförderung der Gütermenge Q (in Tonnen), welche

im Laufe von 1 Jahr auf einer Strafsen der Länge L fortgeschafft werden soll, sind, wenn jedes Pferd a Tonnen n Kilometer fortschaffen kann, $\frac{QL}{an}$ Pferdetage erforderlich.

Die Werthe für a und n kann man in folgender Weise bestimmen: Die durch ein Pferd fortschaffbare Last beträgt (s. S. 106): $a = \frac{K - G \operatorname{tg} \alpha}{\mu + \operatorname{tg} \alpha}$. Wird hier K durch den Werth ersetzt, welchen die Maschek'sche Formel nach Einführung der Bedingung $\frac{v}{c} = \frac{z}{f}$ ergibt (s. S. 109), so erhält man:

$$a = \frac{k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right) - G \operatorname{tg} \alpha}{\mu + \operatorname{tg} \alpha}$$

Da v nach Bedürfniss in gewissen Grenzen angenommen werden kann, sind alle in dieser Gleichung vorkommenden Werthe bekannt.

Nachdem ferner unter Berücksichtigung der Steigungsverhältnisse und des Zugwiderstands-Koeffizienten μ für die in Frage stehende Steinbahn der Arbeitsaufwand berechnet ist, welcher die Fortschaffung dieser Last a für jedes Kilometer erfordert, lässt sich leicht angeben, eine wie große Wegeslänge ein Pferd in 1 Tag zurücklegen kann, da bekannt ist, welche mechanische Arbeit dasselbe in 1 Tag zu verrichten im Stande ist.

Wird angenommen, dass die Wagen zweispännig sind, und im Jahre sich 300 Tage im Gebrauch befinden, so sind $\frac{LQ}{600an}$ Wagen mit Bespannung erforderlich. Zum Ankauf der Betriebsmittel ist also eine Summe $\frac{LQ}{600an} (W + 2P)$ zu verwenden, wenn der Preis des Wagens mit W , der jedes Pferdes mit P bezeichnet ist.

Wenn zu dem Geldbetrage, welcher für Verzinsung und Tilgung dieses Kapitals jährlich aufgewandt werden muss, die Kosten für den Unterhalt der Pferde, mit p für den Pferdetag, und der Fuhrlohn, mit w für den Fuhrmannstag, zusammen $\frac{LQ}{2an} (w + 2p)$ hinzugezählt werden, so ergeben sich die Betriebskosten der Strafsen.

Zu diesen Betriebskosten treten die Zinsen des Neubaukapitals AL der Strafsen und die jährlichen Unterhaltungskosten uL , wobei natürlich auch die Verwaltungskosten eingerechnet werden müssen.

Wird das Kapital zur Beschaffung der Betriebsmittel mit z_1 ‰ getilgt und ebenso wie das Neubaukapital mit z ‰ verzinst, so werden die jährlichen Gesamtverkehrs-kosten dargestellt durch die Gleichung:

$$K = L \left\{ (z + z_1) \left[\frac{Q}{600an} (W + 2P) \right] + \frac{Q}{2an} (w + 2p) + zA + u \right\}.$$

Man kann die Gesamtverkehrs-kosten — abweichend von diesem Verfahren — auch durch ein Kapital — das Transportkapital — darstellen, welches sich aus den Anlagekosten unter Hinzufügung eines zweiten Kapitals zusammensetzt, aus dessen Zinsen auf ewige Zeiten die Unterhaltung des Weges und die Betriebskosten bestritten werden; letzteres Verfahren ist jedoch weniger gebräuchlich.¹⁾

Die Lösung der Aufgabe: „Die Gesamtverkehrs-kosten möglichst niedrig zu machen“ ist auf mathematischem Wege nicht völlig erreichbar, weil zu viele verschiedenartige veränderliche Faktoren dabei in Frage kommen. Man bedient sich deshalb zweckmäßig eines von Launhardt²⁾ in den Abhandlungen über die „Kommerzielle Tracirung der Verkehrswege“ und die „Rentabilität und Richtungsfeststellung der Strafsen“ in interessantester Weise entwickelten Verfahrens, nach welchem zunächst die Verkehrsverhältnisse allein in Betracht ge-

¹⁾ Vergl. hierzu auch S. 76 ff. der Hilfswissenschaften.

²⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1869, 1870 und 1872; auch als Separatabdruck.

zogen, alle technischen Gesichtspunkte aber, unter Voraussetzung einer vollständig gleichartigen, ebenen Bodengestaltung aufser Acht gelassen werden. Nachdem auf dieser Grundlage eine Richtungslinie, die Verkehrs- oder kommerzielle Trace ermittelt ist, müssen die aus technischen Gründen erforderlichen Abweichungen und damit zugleich die wirkliche Baulinie festgestellt werden, was die Aufgabe der technischen Tracirung bildet.

b) Die Verkehrs-Trace. (Kommerzielle Tracirung).

Bevor das Verfahren zur Ermittlung längerer Verkehrs-tracen mitgetheilt wird, mögen einige Einzelaufgaben erwähnt und deren Behandlung nach der oben genannten Quelle kurz mitgetheilt werden.

α. Die Verbindung zweier Orte.

Sind zwei Orte ohne Berücksichtigung der Umgegend mit einander in Verbindung zu bringen, so ist die Verkehrs- oder selbstverständlich die gerade Verbindungslinie beider Orte.

β. Die Verbindung dreier Orte.

Wenn zwischen drei Orten *A*, *B* und *C* eine Verbindung hergestellt werden soll, so muss untersucht werden, ob es vortheilhafter ist, die Verbindungslinien

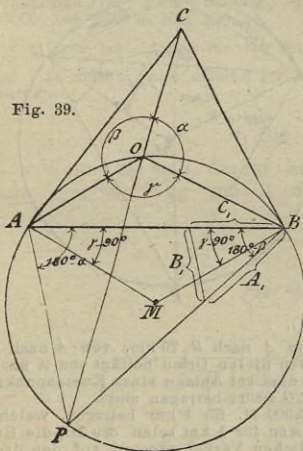


Fig. 39.

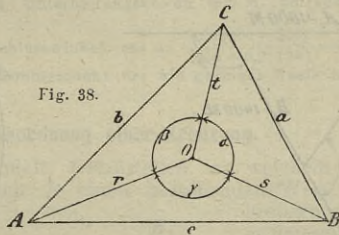


Fig. 38.

AB, *BC* und *CA* zu bauen, oder einen Knotenpunkt *O* anzuordnen, welcher mit *A*, *B* und *C* verbunden wird.

Um diese Aufgabe zu lösen muss zu-

erst die günstigste Lage des Knotenpunktes ermittelt werden, was in folgender Weise geschieht, s. Fig. 38: Wenn *A*, *B* und *C* die Größe des jährlichen Verkehrs der mit gleichen Buchstaben bezeichneten Orte bedeuten, *d* die Beförderungskosten für 1 km und die Verkehrseinheit, *U* die Jahreszinsen des Anlagekapitals und alle von der Größe des Verkehrs unabhängigen Betriebskosten, *r*, *s*, *t* die Länge der Strafsen von den Orten *A*, *B*, *C*

bis zum Knotenpunkte, so sind die jährlichen Gesamtkosten $S = (U + A d)r + (U + B d)s + (U + C d)t$. Wird untersucht, für welche Werthe der veränderlichen Größen diese Kosten am geringsten werden, und wird der Kürze wegen $U + A d = A_1$; $U + B d = B_1$; $U + C d = C_1$ gesetzt, so erhält man die

Gleichungen: $A_1 + B_1 \cos \gamma + C_1 \cos \beta = 0$ und $\frac{\sin \gamma}{\sin \beta} = \frac{C_1}{B_1}$. Durch diese Gleichungen sind die Gabelungswinkel γ und β , und also auch α , bestimmt, welche sich als Außenwinkel eines Dreiecks darstellen, dessen Seiten aus den kilometrischen Verkehrskosten A_1 , B_1 und C_1 bestehen; s. Fig. 40.

Die Lösung der Aufgabe lautet in Worten: Am Knotenpunkte müssen die sinus der Gabelungswinkel sich verhalten wie die kilometrischen Verkehrskosten der zu gabelnden Strafsen.

Erst wenn die günstigste Lage des Knotenpunktes ermittelt ist, kann entschieden werden, ob überhaupt die Anlegung eines solchen vortheilhaft ist, oder ob die Linien *AB*, *BC* und *CA* gebaut werden müssen. Zu diesem Zweck sind die Gesamtverkehrskosten für den Knotenpunktplan mit den Gesamtverkehrskosten zu vergleichen, welche durch die unmittelbare Verbindung der drei Orte entstehen würden.

Die zeichnerische Festlegung des Knotenpunktes geschieht wie in Fig. 39 dargestellt ist, in der Weise, dass an der Seite AB , und zwar an beiden Endpunkten der Winkel $\gamma = 90^\circ$ angetragen und dessen Schenkel bis zum Schnittpunkt M verlängert werden. Von M aus wird dann ein Kreis durch A und B gelegt, dessen innerhalb des Dreiecks befindlicher Theil den geometrischen Ort für den Knotenpunkt bildet. Wird nun in A der Winkel $180^\circ - \alpha$, in B $180^\circ - \beta$ angetragen, so treffen sich die Schenkel in einem Punkte P des Kreisumfangs, dem Verkehrspol. Wird dieser Punkt mit C verbunden, so trifft die Verbindungslinie den Knotenpunktskreis in einem Punkte O , welcher der gesuchte Knotenpunkt ist.

Noch einfacher lässt sich der Knotenpunkt festlegen, wenn man das Dreieck der kilometrischen Verkehrskosten, Fig. 40, an dem Endpunkte B einer der Dreiecksseiten in der in Fig. 39 dargestellten Weise anträgt. Zieht man nun eine Linie von A parallel zur Dreiecksseite B_1 und verlängert die Dreiecksseite A_1 so erhält man im Schnittpunkte P den Verkehrspol der Orte A und B ; der dem Dreieck ABP umschriebene Kreis ist der Knotenpunkts-Kreis.

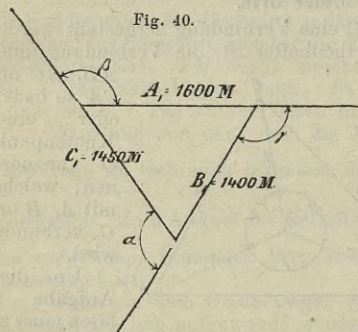


Fig. 40.

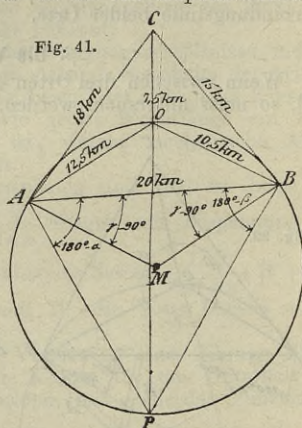


Fig. 41.

Beispiel: (S. Fig. 41).

Die Entfernungen zwischen drei Orten betragen von A nach B 20 km, von A nach C 18 km, von B nach C 15 km. Der jährliche Verkehr zwischen diesen Orten beträgt von A nach B 2500 t, von A nach C 3000 t und von B nach C 1000 t, so dass bei Anlage eines Knotenpunktes der Verkehr auf der Strafe AO 5500 t, auf BO 3500 t, auf CO 4000 t betragen muss.

Die Anlagekosten einer besteinigen Strafe mögen 15 000 M. für 1 km betragen, welche mit 5% verzinst werden. Die jährlichen Unterhaltungskosten für 1 km seien 300 M., die Beförderungskosten für 1 t und 1 km 0,1 M. Die kilometrischen Verkehrskosten auf den drei Strafsen sind dann:

$$A_1 = 15000 \cdot 0,05 + 300 + 5500 \cdot 0,1 = 1600 \text{ M.}$$

$$B_1 = 15000 \cdot 0,05 + 300 + 3500 \cdot 0,1 = 1400 \text{ M.}$$

$$C_1 = 15000 \cdot 0,05 + 300 + 4000 \cdot 0,1 = 1450 \text{ M.}$$

Wird O in der angegebenen Weise ermittelt, so erhält man für die Strafsen $AO = 12,5$ km, $BO = 10,5$ km, $CO = 7,5$ km.

Die Gesamtverkehrskosten sind $12,5 \cdot 1600 + 10,5 \cdot 1400 + 7,5 \cdot 1450 = 45575$ M. Wenn die Dreiecksseiten ausgebaut werden, so ergeben sich die Gesamtverkehrskosten zu $20(15000 \cdot 0,05 + 300 + 2500 \cdot 0,1) + 18(15000 \cdot 0,05 + 300 + 3000 \cdot 0,1) + 15(15000 \cdot 0,05 + 300 + 1000 \cdot 0,1) = 67550$ M., so dass durch Anlage des Knotenpunktes jährlich 21975 M. erspart werden.

γ. Die Herstellung von Anschlusswegen.

Wenn an einen ausgebauten Weg AB ein Anschlussweg vom Orte C gebaut werden soll, so muss der Punkt O ermittelt werden, in welchem der Anschluss für den Verkehr am vortheilhaftesten ist. Es ist dazu das in Fig. 42 angedeutete Verfahren anzuwenden. Wenn bedeuten: C die Menge des zwischen C und O ; B des zwischen A und O ; B des zwischen B und O stattfindenden Verkehrs, d die Beförderungskosten für die Gewichtseinheit und 1 km auf dem Wege AB ; d_1 auf dem Anschlusswege und U die Zinsen des Anlagekapitals und die vom Verkehr unabhängigen Unterhaltungs- und Betriebskosten für 1 km

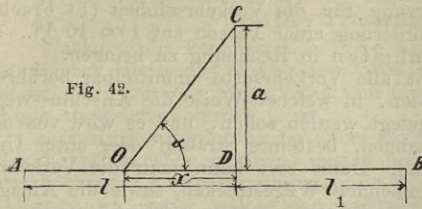


Fig. 42.

des Anschlussweges, so sind die Gesamtverkehrs-kosten: $S = (U + C \delta_1) \sqrt{a^2 + x^2} + A \delta (l-x) + B \delta (l_1 + x)$. Wird hieraus ermittelt, für welchen x -Werth S am geringsten wird, so ergibt sich durch weitere Umformung:

$$\cos \alpha = \frac{\delta (A-B)}{U + C \delta_1}$$

Beispiel:

Vom Orte C , welcher im rechtwinkligen Abstände 8 km von dem Verkehrswege AB entfernt ist, so ein Anschlussweg gebaut werden; der jährliche Verkehr nach A beträgt 800 t, nach B 200 t. Unter welchem Winkel muss der Anschluss erfolgen?

Die Anlagekosten des Anschlussweges betragen, wenn derselbe als Erdweg hergestellt wird, für 1 km 6000 M., die Unterhaltungskosten 60 M. Die Beförderung von 1 t Frachtgut möge kosten für 1 km auf besteuertem Wege 20 Pf., auf unbesteuertem 50 Pf. Es ergibt sich $U = 6000 \cdot 0,05 + 60 = 360$ M., wenn die Versinsung des Anlagekapitals zu 5% angenommen wird.

Dann muss sein: $\cos \alpha = \frac{0,20 (800-200)}{360 + 0,5 \cdot 1000} = 0,140$ und $\alpha = 82^\circ$. Der Anschlusspunkt O liegt danach 1,12 km in der Richtung nach A vom Punkte des rechtwinkligen Anschlusses entfernt.

Wenn der Anschluss mit besteinter Fahrbahn hergestellt werden soll, und wenn die Anlagekosten für 1 km 15000 M., die Unterhaltungskosten 300 M. betragen, so wird: $U = 15000 \cdot 0,05 + 300 = 1050$ M.

Dann ergibt sich für den Anschlusswinkel: $\cos \alpha = \frac{0,20 (800-200)}{1050 + 0,2 \cdot 1000} = 0,096$ und $\alpha = 84^\circ 29'$.

In diesem Falle müsste der Anschlusspunkt um ein geringes Maaf nach A verschoben werden.

d. Die Anordnung einer Kreuzung.

Wenn es sich darum handelt, festzustellen, an welchem Punkte ein neu anzulegender Weg von A nach B einen bestehenden Weg von C nach G

kreuzen, bzw. wie weit er demselben folgen muss, s. Fig. 43, so erhält man für den beiderseitigen Anschluss dieselben einfachen Bedingungen, wie für den einseitigen Anschluss, nämlich:

$$\cos \alpha = \frac{(F-C) \delta}{A \delta_1 + U} \quad \text{und}$$

$$\cos \beta = \frac{(E-G) \delta}{B \delta_1 + U} \quad \text{Hier}$$

bedeuten: A die Verkehrs-menge zwischen A

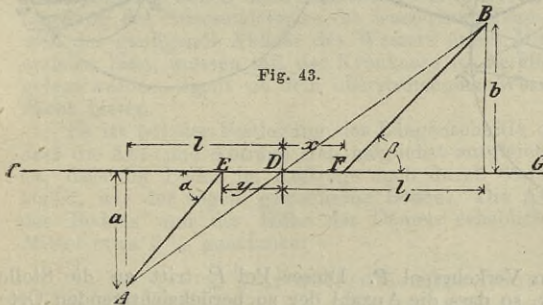


Fig. 43.

und D ; B zwischen B und D ; C zwischen A und C ; F zwischen A und F ; G zwischen B und G ; E zwischen B und C ; δ_1 die Beförderungskosten für die Gewicht- und Längeneinheit auf den Anschlusswegen, bzw. δ auf dem vorhandenen Wege.

e. Die Ermittlung der Verkehrs-Trace für längere Wegezüge.

Mit Anwendung der Lösung dieser Einzelaufgaben wird es möglich sein, kommerzielle Tracirungen in größerem Umfange auszuführen. Es ist dabei noch Folgendes zu berücksichtigen: Für neu anzulegende Wege ist in der Regel der Anfangs- und Endpunkt gegeben, zwischen denen die Orte sich befinden, deren Verkehr ganz oder theilweise von dem neuen Wege aufgenommen werden soll. Für alle diese Orte ist dann die Größe des Verkehrs zu ermitteln und es müssen alle verschiedenen Arten des Verkehrs, wie Personen-, Produkten-, Vieh-Verkehrs auf eine gemeinsame Verkehrseinheit bezogen werden, für welche zweckmäfsig die Tonne Frachtgut gewählt werden kann.

c) Die Tracirungs-Elemente.

Nachdem die kommerzielle Trace festgestellt ist, hat man zu untersuchen, in welcher Weise aus technischen Gründen, wohin z. B. Entwässerungsverhältnisse, Billigkeit der Erdarbeiten und Grunderwerb zu zählen sind, von dieser Linie abgewichen werden muss.

Als einzige Forderung ist dabei stets im Auge zu behalten, dass die Summe der Verkehrskosten möglichst gering werden soll. — Man hat durch Aufstellung vergleichender Kostenberechnungen in jedem einzelnen Falle festzustellen, welche Abweichung, bezw. welche der in Frage stehenden Baulinien dieser Forderung genügt. Bevor diese Aufgabe durchführbar ist, müssen die sogen. Tracirungs-Elemente: Längenschnitt — insbesondere die zulässige größte Steigung — Querschnitt und kleinster Krümmungs-Halbmesser festgestellt werden.

α. Der Längenschnitt der Strassen.

1. Die Höhenlage der Strafsen.

In der Regel legt man die Strafsen, um die Steinbahn trockener zu halten, etwas höher als die umliegenden Ländereien und gewinnt den dazu erforderlichen Boden durch Vergrößerung der Seitengräben. Jedenfalls muss die Sohle des Erdkastens über dem mittleren Wasserstande des Grabens liegen, damit sie hinreichend trocken bleibt, um der Besteinung eine sichere Unterlage zu bieten.

Im Ueberfluthungsgebiete soll nach der preussischen Instruktion zum Bau der Kunststraßen vom 17. Mai 1871¹⁾ die Strafsenkronen mindestens 0,6^m über dem bekannten höchsten Wasserstande liegen. Zutreffender sind die bezüglichlichen, andernorts geltenden Vorschriften, welche nur bestimmen, dass die Kronkante vom Hochwasser nicht erreicht werden soll. Die Höhenlage derselben über dem Wasserspiegel ist dann nach den örtlichen Verhältnissen unter besonderer Berücksichtigung des Wellenschlages festzustellen.

Strafsen, welche dem Hochwasser ausgesetzte Niederungen quer durchschneiden, bei denen ohne nachtheilige Aufstauung des Wasserspiegels und Gefährdung des Strafsendamms die wasserfreie Lage nicht erreicht werden kann, weil der genügende Abfluss des Wassers durch Mulden und Brücken sich nicht erzielen lässt, müssen mit der Kronkante in die Höhe des anliegenden Geländes gelegt werden, damit sie dem überströmenden Wasser möglichst wenig Angriffsfläche bieten.

Es ist bei der Festlegung des Längenschnitts der Strafsen darauf zu achten, dass die Auf- und Abträge sich möglichst ausgleichen, wobei zu berücksichtigen ist, dass der Boden im Auftrage auch durch Stampfen sich niemals so dicht lagert, wie der sogen. gewachsene Boden. Die Auflockerung ist nach der Art des Bodens und der Höhe der Dämme erheblich verschieden; man kann in Mittel etwa 5^{0/0} annehmen.

2. Der wellenförmige Längenschnitt.

In einigen Lehrbüchern findet sich die Ansicht vertreten, dass ein wellenförmiger Längenschnitt der Strafsen vortheilhaft sei, weil wegen der abwechselnd aufzufwendenden größern oder geringern Zugkraft die Pferde weniger ermüden. Diese Ansicht dürfte als veraltet zu bezeichnen sein. Man nimmt heute vielmehr an, dass die Pferde auf einer wagrechten Strecke weniger ermüdet werden, als auf einer wellenförmigen Strecke von derselben Länge. Besonders wenn es sich um die Ersteigung eines Berges handelt, hat man, um den Aufwand an mechanischer Arbeit zu verringern, eine einmal erstiegene Höhe, wenn nicht unverhältnissmäßige Erdarbeiten entstehen, nicht wieder aufzugeben und vermeidet „verlorene Steigungen“ so viel als irgend möglich.

Als zweiter Grund für die Anlage wellenförmiger Strafsen wird angegeben, dass im Gefälle eine bessere Abtrocknung der Strafsen stattfindet als bei ebener Lage. Sganzin z. B. ging so weit, ein Längsgefälle von mindestens $\frac{1}{135}$ zu verlangen. In der preussischen Instruktion für den Bau der Kunststraßen findet sich die Bestimmung, dass ebene Strecken nur dann zulässig sind, wenn die

¹⁾ Abgedruckt bei zur Nieden, Der Bau der Strafsen und Eisenbahnen, S. 43.

Straße eine freie Lage hat und eine besonders gute Abwässerung stattfindet. Hierdurch soll vermuthlich nur die Nothwendigkeit guter Abwässerung für wagrechte Strafsen hervor gehoben werden (vergl. S. 147, der Querschnitt der Strafe). Wenn die Oertlichkeit wellenförmigen Längsschnitt nicht ergiebt, so ist die künstliche Herstellung eines solchen jedenfalls verwerflich. Die Seitengräben der Strafsen dagegen wird man mit wellenförmigem Schlengefälle anordnen müssen, so dass dieselben (mit einem Gefälle von wenigstens $\frac{1}{700}$ nach v. Kaven, mit wenigstens $\frac{1}{800}$ nach der hannoverschen technischen Anweisung) das Tageswasser den die Straße durchschneidenden Wasserzügen zuführen.

Gräben ohne Gefälle — Grenzgräben — wird man nur da anordnen dürfen, wo kein Wasserzufluss außerhalb der Strafe erwartet werden kann, und wo der Boden so wasserdurchlässig ist, dass die von der Strafe selbst angesammelten Niederschläge schnell versickern.

3. Die zulässige größte Steigung.

Ueber die größten Steigungen, welche beim Strafsenbau in Anwendung gebracht werden dürfen, finden sich in den meisten Ländern gesetzliche Bestimmungen. Nach den preussischen Vorschriften von 1871 gelten als solche in der Regel:

- a) in gebirgigen Gegenden 50 mm für 1 m Strafsenlänge ($5\frac{0}{100}$ bezw. $\frac{1}{20}$),
- b) im Hügellande 40 mm für 1 m Strafsenlänge ($4\frac{0}{100}$ bezw. $\frac{1}{25}$),
- c) im Flachlande 25 mm für 1 m Strafsenlänge ($2,5\frac{0}{100}$ bezw. $\frac{1}{40}$).

Die ältere preussische Anweisung von 1834 bestimmte im Gebirge $\frac{1}{18}$, im Hügellande $\frac{1}{24}$.

Größere Anforderungen stellt die hannoversche technische Anweisung von 1860, welche die betr. Steigungen zu 41 mm ($\frac{1}{24}$), 33 mm ($\frac{1}{30}$) und 25 mm ($\frac{1}{40}$) festsetzt.

Abweichend hiervon bestimmen die Regeln über die allgemeine Bauart der Landstraßen und Chausseen in der Provinz Hannover vom 25. April 1873¹⁾ die größte Steigung im Gebirge zu 50 mm für 1 m Strafsenlänge (1:20).

In Baden²⁾ sind folgende größte Gefälle bestimmt:

bei Haupt-Landstraßen mit großem Verkehr	5 $\frac{0}{100}$,
bei Seitenstraßen	6 " ,
bei Gebirgsstraßen, welche nicht zur Klasse der Hauptstraßen gehören	8 " ,
auf Wendeplätzen	2 " ,

In Braunschweig ist für Gebirgsstraßen (im Harz) die größte zulässige Steigung auf 1:18, im Hügellande auf 1:25, im Flachlande auf 1:33 $\frac{1}{3}$ festgesetzt.

Die Wegeordnung von 1842 für Schleswig-Holstein gestattet für Haupt-Landstraßen eine Steigung bis 1:18 (gewöhnlich 1:24) und für Nebenlandstraßen 1:18.

Für die Strafsen der Schweiz³⁾ gelten in den einzelnen Kantonen sehr verschiedene Vorschriften. In vielen Fällen sind für Kantonsstraßen 1. Klasse Steigungen von 10 $\frac{0}{100}$ — im Kanton Glarus sogar 12 $\frac{0}{100}$ — zulässig; für Strafsen 2. Klasse von 12 $\frac{0}{100}$ und für Gemeindewege natürlich ein noch größeres Maß.

Auf alten Gebirgsstraßen finden sich noch viel stärkere Steigungen, so im Kanton Freiburg an einzelnen Stellen über 30 $\frac{0}{100}$.

Die älteren Strafsen Norwegens hatten sehr starke Steigungen; in neuerer Zeit wurde als höchste zulässige Steigung für Hauptstraßen 1:20, für Nebenstraßen 1:15 zugelassen.

Die älteren Vorschriften weichen von den neueren durchweg erheblich ab; früher gestattete man zum Theil sogar im Flachlande ein Maß der Ansteigung, welches bei den heutigen Bedürfnissen des Fuhrwesens kaum noch im Berglande zugelassen werden kann. Interessante bezügliche Zahlenangaben macht Bokelberg.⁴⁾

¹⁾ Ebert, Die Wegegesetzgebung in der Provinz Hannover.

²⁾ Baer, Wasser- und Strafsenbau in Baden.

³⁾ Bavier, Die Strafsen der Schweiz.

⁴⁾ Zeitschr d. Hann. Archit. u. Ingen.-Ver. 1885, S. 192; abgedruckt bei v. Kaven. Der Wegebau, S. 121.

Das Maafs der grössten Steigung (bezw. Gefälle), welches mit Rücksicht auf die Zugkraft der Pferde, wenn man Vorspann vermeiden will, nicht überschritten werden darf, ist bei der Betrachtung der Zugkraft bereits ermittelt worden; und zwar hat sich dort ergeben, dass die trigonometrische Tangente des Steigungswinkels nicht grösser sein darf, als der Zugwiderstands-Koeffizient μ , dass also die Steigung um so geringer angenommen werden muss, je besser und ebener die Steinbahn hergestellt werden soll. Derselbe Grenzwert: $tg \alpha = \mu$ ergab sich für die Thalfahrt wenn angenommen wurde, dass der Wagen nicht von selbst von der Steigung herablaufen, also ein Zurückhalten der Pferde nicht erforderlich sein soll. Hieraus folgt die Nothwendigkeit, beim Aufstellen der Entwürfe zunächst das Befestigungsmaterial, von welchem der Zugwiderstand abhängig ist, dann erst den Längenschnitt der Strasse festzustellen.

Von grosser praktischer Bedeutung bei der Feststellung der Steigungen ist auch die Schnelligkeit, mit welcher der Verkehr sich bewegt (vergl. S. 105).

4. Die Bestimmung der zweckmässigsten Steigung.

Wenn auch nach den obigen Angaben die grösste zulässige Steigung feststeht, so ist damit doch noch nicht die Frage entschieden, ob die Anwendung dieser Steigung auch zweckmässig ist, oder ob besser eine geringere Steigung angenommen wird. Das Maafs der Steigung, bei welchem die Aufgabe jeder Strassenanlage, die Kosten der Fortbewegung von Lasten zu verringern, am vollkommensten erreicht wird, kann nach Launhardt¹⁾ in folgender Weise ermittelt werden:

Die Kosten der Fortbewegung von Lasten auf einer Strasse sind abhängig:

1. Von dem Steigungswinkel α der Strasse.
2. Von dem Zugwiderstands-Koeffizienten μ (vergl. S. 99: Die Widerstände der Strassenfuhrwerke), hier = $\frac{1}{30}$ als Mittelwerth angenommen.
3. Von der Zugkraft k , welche die Zugthiere bei mittlerer Geschwindigkeit c während der mittleren Arbeitszeit t auszuüben im Stande sind; es mag (nach Bokelberg) gerechnet werden: $k = 75 \text{ kg}$; $c = (4' \text{ hann.}) 1,68 \text{ m}$ und $t = 8 \text{ Stunden}$ (vergl. S. 106).

4. Von dem Gesetze, nach welchem sich die Zugkraft der Thiere bei Abweichungen von der mittleren Geschwindigkeit oder Arbeitszeit ändert. Als solches wird hier die Maschek'sche Formel in der Form: $K = k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right)$ betrachtet (vergl. S. 109).

5. Von dem Gewichte des unbeladenen Wagens Q_1 , hier zu durchschnittlich $600 \text{ kg} = 8k$ angenommen.

6. Von dem Gewichte der Nutzladung Q .

7. Von dem Gewichte der Zugthiere G , hier = $5k = 375 \text{ kg}$ für 1 Pferd ersetzt.

8. Von dem Geldwerthe der täglichen Arbeitsleistung der Zugthiere.

9. Von den Neubau- und Unterhaltungskosten der Strasse.

Wenn zunächst ohne Rücksicht auf den Geldwerth der Arbeitsleistung der Zugthiere und die Bankosten der Strasse die vortheilhafteste Steigung berechnet werden soll, mittelst derer ein gegebenes Fuhrwerk — die Werthe Q_1 , Q , G , k , c , t und μ sind bekannt — eine Höhe h erreicht, so ist mit Hülfe der an oben genannter Stelle durchgeführten Rechnung eine Gleichung zu bilden, welche die Arbeitsleistung L der Zugthiere darstellt. Die zur Fortbewegung eines Fuhrwerks erforderliche Kraft ergibt sich zu:

$$\mu (Q + Q_1) \cos \alpha + (Q + Q_1) \sin \alpha.$$

Die Zugkraft der Pferde zu:

$$k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right) \cos \alpha - G \sin \alpha.$$

Durch Gleichsetzung dieser Werthe entsteht die Bedingung:

$$1. (Q + Q_1) \mu + (Q + Q_1 + G) tg \alpha = k \left(3 - \frac{2v}{c} \right) \text{ und hieraus:}$$

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen.-Ver. 1867, S. 198.

$$2. v = \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right) \frac{c}{2}.$$

Die Arbeitsleistung der Zugthiere ist:

$$3. L = \frac{h k}{Q tg \alpha} \frac{v^2}{c^2} \text{ oder:}$$

$$4. L = \frac{4 h k}{Q tg \alpha \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right)^2}$$

Wird darauf in bekannter Weise ermittelt, für welchen Werth von α diese Arbeitsleistung möglichst gering wird, so ergibt sich:

$$I. tg \alpha = \frac{3 k - (Q + Q_1) \mu}{3(Q + Q_1 + G)}.$$

Soll bei gegebener Ansteigung der Strafe für die Bergfahrt die vorteilhafteste Nutzladung gesucht werden — die Werthe k, c, t, G, Q_1, α und μ sind bekannt — so bestimmt man aus der Gleichg. (4) in derselben Weise, für welchen Werth von Q die Leistung möglichst groß wird und erhält:

$$II. Q = \frac{1}{3} \frac{3 k - (Q_1 + G) tg \alpha}{\mu + tg \alpha}.$$

Es handelt sich nun darum, Ansteigung und Nutzladung frei zu wählen, und zwar so, dass der Arbeitsaufwand bei der Förderung von Lasten auf Höhen für die Einheit der Nutzladung möglichst klein wird. Die Werthe Q_1, G, k und μ werden als bekannt angenommen. Man differenzirt zu diesem Zweck den Nenner des oben ermittelten Werthes für L (Gleichg. 4) ein mal nach Q , dann nach α , setzt die Differenzialquotienten = 0 und bildet aus diesen beiden Gleichungen die Werthe.

$$III. Q = (Q_1 + G) \left(\frac{\sqrt[1/3]{Q_1 + 4/9 G + \frac{k}{\mu}} - 2/3}{Q_1 + G} \right) \text{ und:}$$

$$IV. tg \alpha = \mu \left(\frac{\sqrt[1/3]{Q_1 + 4/9 G + \frac{k}{\mu}} - 2/3}{Q_1 + G} \right).$$

Hieraus folgt:

V. $\frac{Q}{Q_1 + G} = \frac{tg \alpha}{\mu}$, das heißt: für die Bergfahrt muss sich die Nutzlast zum Gewichte des unbeladenen Fuhrwerks einschliesslich der Bespannung verhalten wie die Ansteigung zum Widerstands-Koeffizienten.

Bei der Thalfahrt ist zu unterscheiden, ob der Werth $(Q + Q_1 + G) tg \alpha$ grösser oder kleiner ist, als $(Q + Q_1) \mu$, ob also das Gefälle so steil ist, dass die Pferde bei der Thalfahrt zurückhalten müssen oder nicht.

Hier kann zunächst nur ersterer Fall und der Grenzwert $tg \alpha = \frac{(Q + Q_1) \mu}{Q + Q_1 + G}$ in Frage kommen, da jedes geringere Gefälle zugleich die aufzuwendende Zugkraft vermehren und den Weg verlängern würde. Wenn also $(Q + Q_1 + G) tg \alpha > (Q + Q_1) \mu$ und wenn die Aufhaltekraft der Pferde = k_1 angenommen wird, so ergibt sich nach gleichem Rechnungsgange wie oben:

$$5. (Q + Q_1 + G) tg \alpha - (Q + Q_1) \mu = k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right).$$

$$6. v = \left(3 + \frac{Q + Q_1}{k_1} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} tg \alpha \right) \frac{c}{2}.$$

$$7. L = \frac{h k_1}{Q tg \alpha} \frac{c^2}{v^2} \text{ und:}$$

$$8. L = \frac{4 h k_1}{Q tg \alpha \left(3 + \frac{Q + Q_1}{k_1} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} tg \alpha \right)^2}$$

Wenn hieraus für gegebene Nutzladung das vortheilhafteste Gefälle berechnet wird, so folgt:

$$\text{VI. } tg \alpha = \frac{3 k_1 + (Q + Q_1) \mu}{3 (Q + Q_1 + G)}$$

Ist das Gefälle der Strafe gegeben und soll die vortheilhafteste Nutzlast bestimmt werden, so erhält man:

$$\text{VII. } Q = \frac{1}{3} \frac{3 k_1 + Q_1 \mu - (Q_1 + G) tg \alpha}{tg \alpha - \mu}$$

Ist aber das Gefälle so schwach, dass die Pferde zur Thalfahrt noch Zugkraft auszuüben haben, ist also: $(Q + Q_1 + G) tg \alpha < (Q + Q_1) \mu$, so ergeben sich die Werthe:

$$9. (Q + Q_1) \mu - (Q + Q_1 + G) tg \alpha = k \left(3 - 2 \frac{v}{c} \right).$$

$$10. v = \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right) \frac{c}{2},$$

$$11. L = \frac{4 h k}{Q tg \alpha \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right)^2}$$

Diese Leistung wird möglichst gering für:

$$\text{VIII. } Q = \frac{1}{3} \frac{3 k - Q_1 \mu + (Q_1 + G) tg \alpha}{\mu - tg \alpha}$$

Nach den Gleichg. (VII) und (VIII) ist für $\mu = tg \alpha$ das vortheilhafteste Ladegewicht unendlich groß, ein Ergebniss, zu welchem man schon durch einfache Ueberlegung gelangt.

Wäre die Aufgabe gegeben, für die Thalfahrt gleichzeitig das vortheilhafteste Gefälle und die vortheilhafteste Nutzladung zu ermitteln, so müsste man offenbar zu demselben Ergebniss kommen: $tg \alpha = \mu$, $Q = \infty$.

Will man das beste Gefälle und die vortheilhafteste Nutzladung unter gleichmässiger Berücksichtigung der Bergfahrt und der Thalfahrt aufsuchen, so muss man die für die Bergfahrt und für die Thalfahrt gefundenen Leistungen der Zugthiere zusammen zählen, und untersuchen, für welche Werthe von Q oder $tg \alpha$ die Leistungs-Summe am kleinsten wird. Auch hierbei ist stets zu unterscheiden, ob $tg \alpha < \frac{(Q + Q_1) \mu}{Q + Q_1 + G}$.

Man erhält folgende Gleichgn.:

Für: $tg \alpha (Q + Q_1 + G) > \mu (Q + Q_1)$ ist nach den Gleichungen (4) und (8).

$$12. L = \frac{4 h k}{Q tg \alpha \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right)^2} + \frac{4 h k_1}{Q tg \alpha \left(3 + \frac{Q + Q_1}{k_1} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} tg \alpha \right)^2}$$

Für gegebenes Q ist die Bedingung zur Berechnung der vortheilhaftesten Ansteigung:

$$\text{IX. } \frac{3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - 3 \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} tg \alpha \right)^3} + \frac{3 + \frac{Q + Q_1}{k_1} \mu - 3 \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} tg \alpha}{\left(3 + \frac{Q + Q_1}{k_1} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} tg \alpha \right)^3} = 0$$

und für gegebenes α ergibt sich die vortheilhafteste Grösse für Q aus der Gleichg.:

$$\begin{aligned}
 \text{X.} \quad & \frac{3 - \frac{3Q + Q_1}{k} \mu - \frac{3Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} + \\
 & \frac{3 + \frac{3Q + Q_1}{k_1} \mu - \frac{3Q + Q_1 + G}{k_1} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 + \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k_1} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} = 0.
 \end{aligned}$$

Für $\operatorname{tg} \alpha (Q + Q_1 + G) < \mu (Q + Q_1)$ folgt aus den Gleichngn. (4) und (11)

$$\begin{aligned}
 \text{13. } L = & \frac{4hk}{Q \operatorname{tg} \alpha \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^2} + \\
 & \frac{4hk}{Q \operatorname{tg} \alpha \left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + \frac{Q + Q_1 + G}{h} \operatorname{tg} \alpha\right)^2}.
 \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich für gegebenes Q die Bedingungsgleichg. zur Feststellung der zweckmäßigsten Nutzlast:

$$\begin{aligned}
 \text{XI.} \quad & \frac{3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - 3 \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} + \\
 & \frac{3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + 3 \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} = 0
 \end{aligned}$$

und für gegebene Ansteigung zur Ermittlung der vortheilhaftesten Nutzladung:

$$\begin{aligned}
 \text{XII.} \quad & \frac{3 - \frac{3Q + Q_1}{k} \mu - \frac{3Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu - \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} + \\
 & \frac{3 - \frac{3Q + Q_1}{k} \mu - \frac{3Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha}{\left(3 - \frac{Q + Q_1}{k} \mu + \frac{Q + Q_1 + G}{k} \operatorname{tg} \alpha\right)^3} = 0.
 \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichngn. 3. Grades müssen die Werthe von Q und $\operatorname{tg} \alpha$ durch Proberechnungen ermittelt werden. Man kommt jedoch ebenso leicht zum Ziele, wenn man durch Versuche feststellt, für welche Werthe von Q und $\operatorname{tg} \alpha$ die in den Gleichngn. (12) oder (13) ermittelte Summe der Arbeitsleistung möglichst klein wird.

Mit Hülfe des Vorstehenden sind alle Aufgaben theoretisch zu lösen, welche bei der Bestimmung der zweckmäßigsten Steigung der Strafsen vorkommen. Im Folgenden sollen einzelne solche Aufgaben eingehender besprochen werden:

Welche Ansteigung ist bei der Ueberschreitung einer Höhe zu wählen unter Berücksichtigung des Durchschnittsgefälles des Strafsenzuges, aber ohne Rücksicht auf die Baukosten? Wenn die besprochenen Rechnungen für eine Anzahl verschiedener Fälle unter Zugrundelegung der oben angegebenen Zahlenwerthe durchgeführt werden, so erhält man die in der nachstehenden Tabelle zusammen gestellten Ergebnisse:

Tabelle über die vortheilhafteste Nutzladung und Ansteigung für verschiedene Durchschnittsgefälle des Strafsenzuges.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Für den ganzen Strafsenzug ist: bei der				Für die Ueberschreitung einer Höhe ist das vortheilhafteste Gefälle:				
	das durchschnittliche Längengefälle	die vortheilhafteste Nutzladung in kg	Bergfahrt die Geschwindigkeit in m	Thalfahrt die Zugkraft in kg	die Geschwindigkeit in m	die Zugkraft in kg	für die Bergfahrt	für die Thalfahrt	für in beiden Richtungen gleich starken Verkehr
Im Flachlande	1:∞ = 0,000	2050	1,06	89	1,06	89	1:66 = 0,015	1:29 = 0,034	1:56 = 0,018
	1:500 = 0,002	2032	1,02	94	1,12	82	1:66 = 0,015	1:29 = 0,034	1:56 = 0,018
	1:250 = 0,004	1983	0,99	98	1,17	75	1:64 = 0,016	1:29 = 0,034	1:54 = 0,019
Im Hüfelloande	1:100 = 0,010	1718	0,94	105	1,36	50	1:55 = 0,018	1:27 = 0,037	1:46 = 0,022
	1:80 = 0,013	1629	0,92	107	1,43	42	1:52 = 0,019	1:26 = 0,038	1:44 = 0,023
	1:60 = 0,017	1460	0,90	109	1,56	25	1:47 = 0,021	1:25 = 0,040	1:40 = 0,025
Im Berglande	1:40 = 0,025	1182	0,87	114	1,71	6	1:39 = 0,026	1:23 = 0,043	1:36 = 0,028
Berglande	1:30 = 0,033	1026	0,82	121	1,66	-12	1:35 = 0,029	1:22 = 0,045	1:33 = 0,030
Im Gebirge	1:20 = 0,050	717	0,75	129	1,43	-41	1:28 = 0,036	1:19 = 0,053	1:26 = 0,038

Die in Sp. 3 der Tabelle angegebenen Ladungsgewichte sind unter der Voraussetzung berechnet, dass die Strafe mit dem in Sp. 2 angegebenen Durchschnittsgefälle eine gleiche Höhe ersteigt und wieder verlässt. Die Aufgabe, für eine gegebene Strafe mit vielfach wechselnden Gefällverhältnissen die beste Nutzladung zu bestimmen, könnte ganz zutreffend nur durch umständliche Proberechnungen gelöst werden, indem man für verschiedene Ladungsgewichte die zur Förderung auf allen einzelnen Strafsenstrucken zusammen aufzuwendende Arbeit ermittelt und versucht, für welches Ladungsgewicht diese Arbeit am geringsten wird. Doch ist der Fehler nicht sehr erheblich, wenn man bei der Ermittlung der Nutzladung alle ansteigenden Strecken durch eine gleichförmig steigende Strecke und alle im Gefälle liegenden Strecken durch eine gleichmäÙig fallende Strecke ersetzt.

Die in den Sp. 4 bis 7 enthaltenen Ziffern ergeben sich aus den Gleichungen (2), (6) und (10), sowie aus der Maschek'schen Formel. Dieselben zeigen, dass es wegen der stets mitzuschaffenden todtten Last (leerer Wagen und Bespannung) bei der Bergfahrt und selbst für wagrechte Strecken vortheilhaft ist, die Nutzladung größer zu nehmen, als diejenige, welche mit der mittleren Zugkraft fortgeschafft werden kann. Wenn dabei auch die Gesamtleistung der Zugthiere nicht ihr höchstes Maafs erreicht so wird doch der nutzbringende Theil ihrer Tagesarbeit vergrößert. Die Sp. 8 bis 10 zeigen die vortheilhafteste Ansteigung, mit welcher eine Strafe, deren Durchschnittsgefälle bekannt ist, eine gegebene Höhe zu erreichen hat, und zwar Sp. 8 für den Fall, dass der Verkehr nur aufwärts, Sp. 9, dass derselbe nur abwärts gerichtet und Sp. 10, dass derselbe in beiden Richtungen gleich stark ist. Bemerkenswerth ist noch, dass für Fuhrwerke, deren Ladungsgewicht für steile Gebirgsstraßen bemessen wurde, flachere Gefälle als die Durchschnittsgefälle vortheilhaft sind. Man darf also nicht neu auszubauende Theile einer StraÙe deshalb, weil andere bereits ausgebaute Strecken derselben steile Steigungen aufweisen, mit ebenso steilen Steigungen anlegen.

Welchen Einfluss äußern die GröÙe des Verkehrs und die Neubau- und Unterhaltungskosten auf die zweckmäÙigste Steigung? Es ist zu untersuchen, welchen Einfluss die Neubau- und Unterhaltungskosten der StraÙe und die GröÙe des Verkehrs auf die vortheilhafteste Steigung ausüben, die einer StraÙe bei Ueberschreitung einer gewissen Höhe zu geben ist. Hierzu muss die Nutzladung der Fuhrwerke oder das durchschnittliche Gefälle des Strafsenzuges, aus welchem sich die vortheilhafteste Nutzladung ergibt, bekannt sein. Es wird dann für eine Reihe verschiedener Steigungsverhältnisse der Arbeitsaufwand berechnet, welcher von sämmtlichen dort verkehrenden Zugthieren im Jahre zu leisten ist, und der Geldwerth dieses Arbeitsaufwandes bestimmt. Darauf hat man für dieselben Steigungsverhältnisse die zur Ersteigung

der in Frage stehenden Höhe erforderlichen Entwicklungs-Längen der Strafe zu bestimmen und die Kosten zu berechnen, welche sich aus den jährlichen Zinsen des Anlagekapitals und den Unterhaltungskosten zusammen setzen. Diejenige Steigung, für welche die Gesamtkosten am niedrigsten werden, ist die zweckmäßigste.

Unter Zugrundelegung verschiedener Mittelwerthe für den Verkehr, die Bau- und Unterhaltungskosten und unter Beibehaltung der oben angenommenen Werthe: $\mu = 1/30$, $Q_1 = 600 \text{ kg} = 8 k$ und $G = 375 \text{ kg} = 5 k$ führt Launhardt die angedeutete Rechnung durch — welche an oben genannter Stelle nachzusehen ist — und gelangt zu folgenden Ergebnissen:

Je nach der Stärke des Verkehrs und den Kosten der Strafe schwankt die vortheilhafteste Steigung:

im Berglande zwischen $1/10$ und $1/30$,
 im Hügellande zwischen $1/30$ und $1/40$ und
 im Flachlande zwischen $1/40$ und $1/50$.

Für einen mittelstarken Verkehr und für mittlere Kosten der Strafe ist die vortheilhafteste Ansteigung etwa:

im Berglande 1 : 24,
 im Hügellande 1 : 36,
 im Flachlande 1 : 44.

Welchen Einfluss übt die Größe der Werthe μ , Q_1 und G auf die vortheilhafteste Steigung aus? Es kann zweifelhaft sein, ob die angenommenen Zahlenwerthe für den Widerstandskoeffizienten μ , für das Gewicht des unbeladenen Fuhrwerks Q_1 und der Bespannung G in allen Fällen zutreffend sind; indessen lässt sich durch Proberechnungen leicht erkennen, dass Abweichungen innerhalb der gewöhnlichen Grenzen auf das Endergebniss der Berechnung für die zweckmäßigste Steigung nur einen unerheblichen Einfluss äußern.

Welchen Einfluss hat der Personenverkehr auf die Größe der zweckmäßigsten Steigung? Es bleibt noch zu untersuchen: ob und wie weit unter Berücksichtigung des Personenverkehrs die vorstehend allein für den Güterverkehr ermittelte vortheilhafteste Steigung abgeändert werden muss. Der Personenverkehr wird in der Regel schnellere, weniger starke Pferde benutzen als der Frachtverkehr, so dass angenommen werden kann: $k = 50 \text{ kg}$; $G = 6 k = 300 \text{ kg}$; $v = 1,46 \text{ m}$. Ferner mag angenommen werden: $Q + Q_1 = 13 k = 650 \text{ kg}$ und, mit Rücksicht auf die bessere Bauart der Wagen, $\mu = 1/35$. Die Einsetzung dieser Werthe in die oben mitgetheilten Gleichungen ergibt allgemein, dass der Personenverkehr steilere Steigungen fordert, als der Frachtverkehr. Wenn aber dann für Personen- und Frachtfuhrwerk zusammen jene Rechnungen ausgeführt werden, so findet man doch so geringe Abweichungen von den unter alleiniger Berücksichtigung des Güterverkehrs gewonnenen Ziffern, dass es zulässig erscheint, den Personenverkehr ganz unberücksichtigt zu lassen.

Ist die Ermässigung des Steigungsverhältnisses nach dem oberen Ende langer, ansteigender Strecken zu empfehlen? Vielfach ist der Grundsatz aufgestellt worden, dass durch allmähliche Verflachung des Steigungsverhältnisses bei langen Ansteigungen der zunehmenden Ermüdung der Zugthiere Rechnung getragen werden müsse. Beispielsweise ist in der preussischen Instruktion für den Bau der Kunststraßen vorgeschrieben, dass bei anhaltenden Steigungen von mehr als 0,04 und einer Gesamthöhe von über 30 m auf jede folgenden 30 m die Steigung um mindestens 0,005 m zu vermindern ist, bis dieselbe das Maass von 0,04 erreicht hat. Können die Steigungen von mehr als 0,04 auf langen Strecken nicht vermindert werden, so sollen in Abständen von 600 bis 800 m Ruheplätze von wenigstens 30 m Länge mit einer Steigerung von höchstens 0,01 angelegt werden.

Nach den hannoverschen Vorschriften, die ähnliche Bestimmungen über die Verminderung der Steigungen auf langen Strecken enthalten, soll von dieser Verminderung abgesehen werden, wenn den Geländeverhältnissen die Einschlebung geeigneter Zwischenstrecken von geringerer Steigung besser entspricht.

Wenn man theoretisch die Gleichung einer Curve entwickelt, welche eine Steigung mit gleichmäfsig abnehmendem Gefälle darstellt,¹⁾ so ergibt sich, dass die Abflachung nach einer Parabel geschehen muss. Wenn man dann aber Halteplätze anbringen wollte, indem man einzelne Theile der Curve parallel verschiebt, so würde die Anwendung der Parabel nicht mehr begründet sein. Die Berechnung der Arbeitsleistung nach dem oben entwickelten Verfahren beweist aber in jedem einzelnen Falle, dass der Arbeitsaufwand geringer ist, wenn die zu ersteigende Höhe mit gleichmäfsiger Ansteigung erreicht wird, als wenn der untere Theil der Steigung steiler, der obere flacher angelegt wird. Da ein weiteres Eingehen auf diesen Gegenstand hier zu weit führen würde, mag nur noch darauf hingewiesen werden, dass Launhardt an der bezeichneten Stelle eine Tabelle mittheilt, aus welcher für verschiedene Beispiele der durch jene fehlerhafte Anlage verursachte Mehraufwand an Arbeit ersichtlich ist. Auch weist Launhardt allgemein nach, dass es geringeren Arbeitsaufwand erfordert, wenn die Zugthiere eine lange, gleichmäfsige Steigung erklimmen, als wenn sie dieselbe Höhe auf einer parabolischen Steigung erreichen. Er fasst das Ergebniss seiner Untersuchung in dem Satze zusammen: „Um die Transportkosten auf einer Strafe möglichst klein zu machen, sind der höchste und tiefste Punkt derselben durch eine gleichmäfsig steigende Linie zu verbinden. Jede Senkung oder Erhebung des Längenprofils unter oder über diese Linie ist so gut ein verlorenes Gefälle, wie eine unnütz überschrittene Höhe.“

Die Baukosten der Strafe geben das Maafs an, um welches man sich von diesem günstigsten Längenprofil zu entfernen hat. Dabei muss aber die Ersparung in den Anlagekosten stets den dem Verkehre zugefügten Nachtheil wieder aufwiegen.

Welches ist die zweckmäfsigste Ansteigung für Rampen? Bei sehr kurzen Strecken, z. B. auf Brückenrampen, bei Deichüberfahrten u. dgl. kommen selbst im Flachlande Steigungen bis zu 0,060 (1:16) und unter besonderen Verhältnissen selbst noch steilere Ansteigungen vor. Wenn man aber nach dem vorstehenden Verfahren die zweckmäfsigste Steigung ermittelt so wird man stets flachere Steigungen finden, als sich eben für die Ueberschreitung von Höhen ergaben, besonders wenn — was meistens der Fall ist — die Länge der Strafe nicht durch die Herstellung der Rampen vergrößert wird, sondern von dem Steigungsverhältniss derselben unabhängig ist.

β. Der Querschnitt der Strafsen.

1. Die einzelnen Theile der Strafe.

Der Querschnitt der Strafsen bzw. die Breite der einzelnen Theile derselben muss unter Berücksichtigung allgemein gültiger Grundsätze in jedem einzelnen Falle besonders bestimmt werden. Maafsgebend sind ausser Gröfse und Bedeutung des zu erwartenden Verkehrs mancherlei andere Rücksichten, so namentlich die Art und die Abmessungen der vorzugsweise verkehrenden Fuhrwerke. Nicht weniger wichtig sind die Beschaffenheit des zur Verwendung bestimmten Besteigungsmaterials, die Art des Unterhaltungsbetriebes und der Zuführungsweise der dazu erforderlichen Gesteine, sowie die Baukosten und die Preise des Grunderwerbs. Ferner ist die Belegenheit des Weges zu berücksichtigen: ob derselbe nahe bei grossen Städten sich befindet, oder weit von solchen entfernt ist und ob er städtischen Bedürfnissen zu genügen hat, oder nur den Landverkehr vermitteln soll. Endlich müssen noch die Steigungsverhältnisse, etwaige Rücksichten auf die Verkehrssicherheit, sowie andere aus dem einzelnen Falle sich ergebende Umstände Beachtung finden.

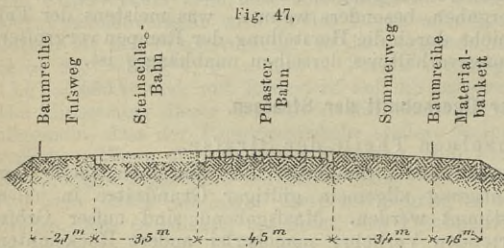
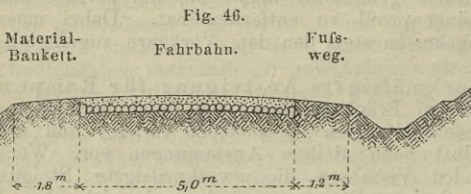
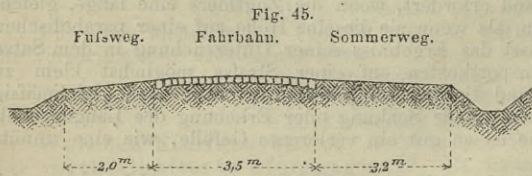
Die Steinbahn bezweckt in erster Linie die Herstellung einer festen möglichst ebenen Oberfläche, welche den bei der Beförderung von Lasten auftretenden Zugwiderstand und damit zugleich die Beförderungskosten zu verringern geeignet ist. Zugleich soll die Besteigung den auf einem Punkte wirkenden Druck der Wagenräder auf eine gröfsere Fläche des Untergrundes ver-

¹⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 185.

theilen und letzteren gegen die Einflüsse des Verkehrs und des Wetters schützen, so dass er eine stets sichere, feste Unterlage zu bilden im Stande ist.

Neben der Steinbahn wird vielfach ein Sommerweg angelegt, der in erster Linie für Reitpferde und unbeschlagene Zugthiere dienen soll, bei trockenem Wetter aber in ausgedehnterem Maasse von dem leichten landwirthschaftlichen Verkehr gebraucht wird. Wichtig ist die Anlage besonders neben Pflasterbahnen, weil diese nur ausnahmsweise ebenso bequem für den Eintritt der Zugthiere sind wie die Oberfläche eines unbesteinten Weges. Bei steilen Strafsen im Flachlande und Hügellande bietet der Sommerweg durch den grösseren Zugwiderstand, den er dem Fuhrwerke entgegen setzt, für die Thalfahrt große Vortheile, während im Gebirgslande, wo Wagen und Geschirr auf das Befahren stark geneigter Steinbahnen hinreichend eingerichtet zu sein pflegen, diese Rücksicht fortfällt.

Auf Strecken mit anfänglich schwachem Verkehr bietet das Vorhandensein



lage eines Sommerweges Abstand zu nehmen.

Für den Verkehr der Fußgänger ist ein Fußweg von den örtlichen Verhältnissen entsprechender Breite erforderlich, Fig. 45. Bei Strafsen ohne Sommerweg, die nur aus Steinbahn und zwei Banketts bestehen, Fig. 46, pflegt ein Bankett als Fußweg, das andere zur Lagerung der Materialien zu dienen. Ein besonderes Materialbankett — außer Fußweg und Sommerweg — wird nur angelegt, wo der Unterhaltungsbetrieb (siehe unten) dieses erfordert und wo nicht ein Theil des Sommerweges zur Aufnahme der Materialien dienen kann. In solchem Falle pflegt an einer Seite der Fahrbahn das Materialbankett, an der anderen Sommerweg und Fußweg zu liegen.

Die Absicht, schweres Frachtfuhrwerk, leichtere Lastwagen und den landwirthschaftlichen Verkehr sowie den Reitverkehr in gleicher Weise zu berücksichtigen, führte in früherer Zeit zur Anlage der sogen. Doppelbahnen. Solche Strafsen aus dem Anfange dieses Jahrhunderts, bestehen aus einer schweren Pflasterbahn, neben welcher auf einer Seite eine Steinschlagbahn (nicht gewölbt sondern mit einseitigem Gefälle hergestellt) und der Fußweg, auf der anderen

bietet das Vorhandensein des Sommerweges Gelegenheit, etwaige spätere Erbreiterungen der Steinbahn ohne erhebliche Kosten ausführen zu können.

Da die Anlage eines Sommerweges zur Entlastung, und damit zu geringerer Abnutzung der Steinbahn führt, soll sie auch eine Verringerung der Unterhaltungskosten bewirken. Dem gegenüber kann jedoch geltend gemacht werden, dass die für die Unterhaltung der Sommerwege aufzuwendenden Kosten unter Umständen gar nicht unerheblich sind.

Wo die Kosten der Erdarbeiten oder des Grunderwerbs sehr bedeutend sind, wird man bestrebt sein müssen, die Strafsenbreite möglichst zu verringern und pflegt dann von der Anlage

Seite ein unbefestigter Sommerweg und das Materialbankett liegen. Fig. 47 zeigt den Querschnitt der von Napoleon I. angelegten Heerstraße von Hamburg nach Bremen etwa 7 km westlich von Harburg auf einem mehr als 10 m hohen Auftrage.

Neben der Straße befinden sich in der Regel zu beiden Seiten Gräben, welche von den Nachbargrundstücken durch Schutzstreifen (Stellwannen) getrennt sind.

2. Die üblichen Strafsenbreiten.

Als Grenzwerte für die Breite kunstmäßig ausgebaute Landstraßen können etwa 5 m und 15 m angesehen werden; bei ersterem Maafs kommen etwa 3,5 m (ausnahmsweise 3,0 m) auf die Steinbahn und je 0,75 m (bezw. 1,0 m) auf die Banketts.

Zu diesen Maafsen tritt die Breite der Gräben und Schutzstreifen hinzu. Letztere sollen nach der preussischen Instruktion bei mittlerem und schlechtem Lande die Breite von 0,6 m, bei gutem Lande von 0,5 m erhalten.

Bokelberg giebt als bewährte Abmessungen für mit Obstbäumen bepflanzte Chausseen folgende an:

	Steinbahn	Sommerweg	Fufsweg	Gesamtbreite
1	6,8—7,0	4,7—5,3	2,3—2,9	13,8—15,2
2	4,7—5,3	4,4—4,7	2,0—2,3	11,1—12,3
3	4,1	3,8—4,4	2,0	9,9—10,5
4	3,5—4,1	3,2—3,8	2,0	8,8—9,9

Derselbe¹⁾ bezeichnet zu schmale Steinbahnen als sehr unvortheilhaft, weil eine gleichmäßige Abnutzung der Oberfläche hier nicht zu erreichen ist. Da das Sperrsteinlegen bei solchen Bahnen nicht angewendet werden darf, so bleiben die Zugthiere gewöhnlich in der Strafsenmitte und es werden bald Gleise eingefahren, so dass sich in der Mitte ein hoher Rücken bildet. Es steht erfahrungsmäßig fest, dass (innerhalb der gebräuchlichen Grenzen) aus diesem Grunde die Unterhaltungskosten einer breiteren Steinbahn bei gleichem Verkehr geringer sind, als bei schmaleren Bahnen; die Kosten sollen im umgekehrten Verhältniss mit der Breite der Bahnen stehen. Dass andererseits unnöthige Breiten wegen der hohen Anlagekosten vermieden werden müssen, ist selbstverständlich.

Als zweckmäßig empfiehlt Bokelberg folgende Steinbahnbreiten:

- bei geringem Verkehr 3,4 m bis 4,0 m,
- bei mittlerem Verkehr 4,0 m bis 4,6 m,
- bei größerem Verkehr 4,6 m bis 5,7 m.

Umpfenbach schlägt nachfolgende Eintheilung verschiedener Strafsenbreiten vor:

	Fufsweg	Reitweg	Sommerweg	Steinbahn	Materialbankett	Gesamtbreite
1	0,9	—	—	3,6	0,9	5,4
2	1,2	—	—	3,6	1,2	6,0
3	1,8	—	3,6	3,6	—	9,0
4	1,8	—	—	4,8	1,8	8,4
5	2,4	—	4,8	4,8	—	12,0
6	2,4	—	—	6,0	2,4	10,8
7	3,0	—	4,8	6,0	—	13,8
8	1,8	1,8	4,8	6,0	1,2	15,6

¹⁾ Zeitschr. d. hannov. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1832, S. 242.

In Preußen gilt für öffentliche Wege nach der Instruktion von 1871 im allgemeinen 7,0^m als geringste, 12,0^m als größte Breite. Für Abweichungen sollte in jedem Falle ministerielle Genehmigung eingeholt werden. Die gebräuchlichsten Abmessungen (in Metern) giebt folgende der Instruktion beigefügte Tabelle:

Steinbahn	5,0	4,5	4,5	4,5	4,0	5,6	5,0	5,0	4,5	4,5	4,5
Sommerweg	3,0	3,0	2,5	2,5	2,5	—	—	—	—	—	—
Material-Bankett	2,0	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	1,8	1,5	1,8	1,5	1,5
Fußgänger-Bankett . . .	1,5	1,0	1,0	0,5	0,5	1,4	1,2	1,0	1,2	1,5	1,0
Zusammen	11,5	10,0	9,5	9,0	9,0	9,0	8,0	7,5	7,5	7,5	7,0

Die hannoversche technische Anweisung von 1860 giebt für die Gesamtbreite keine Maasse an: sie bestimmt nur, dass die Breite der Steinbahn mindestens 3,5, höchstens 5,8^m betragen soll; dieselbe darf nicht größer sein als nach Größe und Beschaffenheit des Verkehrs, nach der Beschaffenheit des Materials und dem Grundrisse des Weges erforderlich ist. Nach den Regeln über die allgemeine Bauart der Landstraßen und Chausseen in der Provinz Hannover vom 25. April 1873 soll die Breite der Steinbahn wenigstens 3,5^m, des Sommerwegs 3,0^m, des Fußwegs 1,75^m, die Gesamtbreite also nicht unter 8,25^m betragen. Wird kein Sommerweg angelegt, so soll die Steinbahnbreite wenigstens zu 4,0^m, jeder Fußweg zu 2,0^m, die Gesamtbreite also zu 8,0^m angenommen werden. Bei Klinkerbahnen darf ausnahmsweise der Sommerweg 2,5^m, der Fußweg 1,5^m, die ganze StraÙe also 7,5^m breit angelegt werden.

Die Wegeordnung vom 1. März 1842 für Schleswig-Holstein¹⁾ schreibt für die Haupt-Landstraßen 4,5 bis 6,0^m Steinbahnbreite vor, bei 10,0^m Gesamtbreite, für die Neben-Landstraßen 5,0^m breite Steinbahn bei 7,5 bis 10,0^m Straßenbreite. Die Nebenwege sollen in der Geest 5,0^m; in der Marsch 6,28^m Breite erhalten.

In Oldenburg²⁾ werden die Fahrbahnen auf der Geest, wenn ein Sommerweg vorhanden ist, regelmäÙig in einer Breite von 3,55^m angelegt. In der Marsch, wo die Sommerwege fortfallen, erhalten die Steinbahnen (meist Klinker) in der Regel 4,73^m Breite.

In Baden³⁾ wurden durch das Straßengesetz von 1810 folgende Gesamtbreiten vorgeschrieben:

für Straßen	1. Klasse	9,6—12,6 ^m ,
"	"	2. " 8,4—11,4 ^m ,
"	"	3. " 7,2—10,2 ^m .

Im Jahre 1822 wurden diese Maasse auf 7,2^m, 6,0^m und 4,8^m verringert und ward die Breite der Fußwege auf 0,9 bis 1,8^m festgesetzt. Den durch die Einführung der Eisenbahnen veränderten Verkehrsverhältnissen entsprechend wurden später auch die alten 7,2^m breiten Steinbahnen meistens auf 4,8^m bis 5,4^m Breite, die Fußwege bis auf 0,6^m bis 0,9^m Breite beschränkt und gleichzeitig die Steinbahnstärken verringert. Während man noch in den zwanziger Jahren 15 bis 18^{cm} Gestück (Packlage), 15 bis 18^{cm} groben Steinschlag und 9 bis 12^{cm} feinen Schotter oder Kies verwandte, also 39 bis 48^{cm} starke Steinbahnen herstellte, wurde dieses Maafs in den vierziger Jahren schon auf 30 bis 36^{cm}, in späterer Zeit sogar meistens auf 24 bis 30^{cm} verringert. Andererseits reichten in neuester Zeit wiederum die vorhandenen Steinbahnbreiten oft nicht aus und wurden vielfach Erbreiterungen vorgenommen.

Die Anlage von Sommerwegen ist in Baden nicht üblich; man pflegt je einen Fußweg (oft mit Hochbord versehen) und ein Materialienbankett (gewöhnlich berast) neben der Steinbahn herzustellen.

In Braunschweig⁴⁾ erhält seit 1871 der Erdkörper der Staatsstraßen eine Breite von 7 bis 12^m, der der Kreiswege von 6 bis 9^m, oder bei sehr

¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 283.

²⁾ Osthoff, Die Klinker, S. 43.

³⁾ Baer, Chronik über Strafsenbau und Strafsenverkehr in Baden. S. 27 ff.

⁴⁾ Zeitschr. d. hannov. Archit. u. Ingen. Ver. 1883, S. 319.

theurer Herstellung von 4,5 bis 6,0 m. Sommerwege, welche die alten Strafsen bis zu 15,0 m breit machten, werden jetzt in der Regel fortgelassen. Die

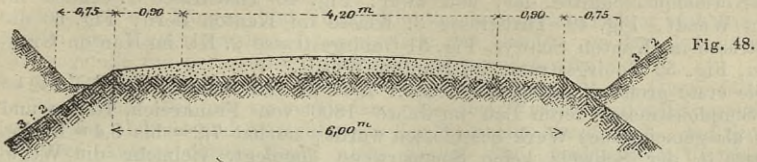


Fig. 48.

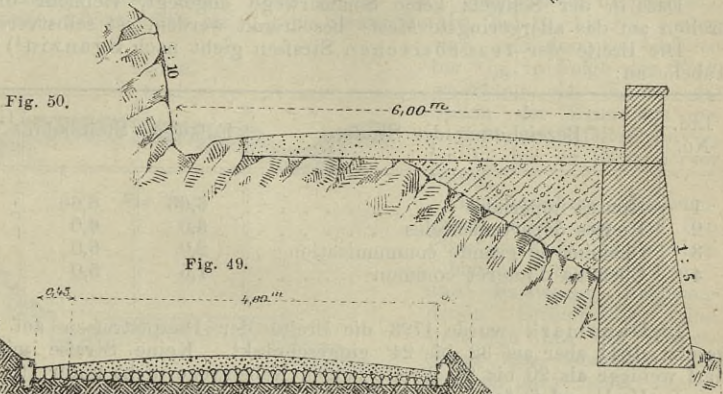


Fig. 50.

Fig. 49.

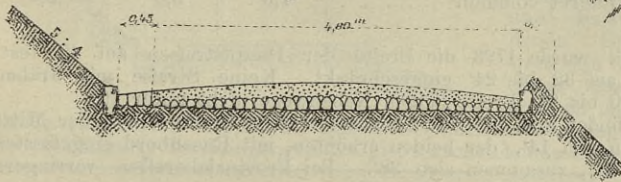


Fig. 52.

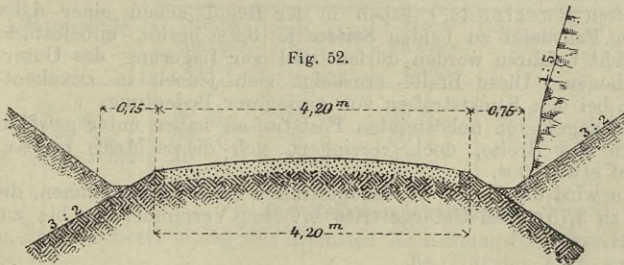
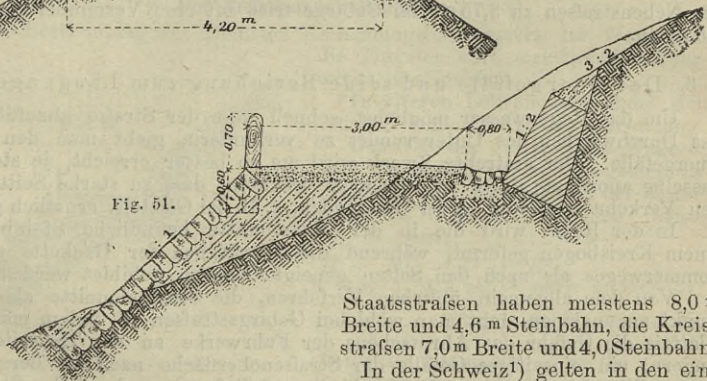


Fig. 51.



Vorschriften. Die Hauptverkehrsstraßen (Kantonsstraßen) 1. Klasse haben in

1) Bavier, Die Strafsen der Schweiz.

Staatsstraßen haben meistens 8,0 m Breite und 4,6 m Steinbahn, die Kreisstraßen 7,0 m Breite und 4,0 m Steinbahn.

In der Schweiz¹⁾ gelten in den einzelnen Kantonen sehr verschiedene

den meisten Fällen 5 bis 7 m, die Strafsen 2. Kl. etwa 4,2 bis 6 m Breite. Die Breite der Gemeindegewege ist erheblich geringer. Umstehende Figuren stellen einige Normalquerschnitte dar, und zwar: Fig. 48 Thalstrasse 1. Klasse im Kanton Waadt, Fig. 49 Thalstrasse 3. Klasse im Kanton Bern, Fig. 50 die Axenstrasse im Kanton Schwyz, Fig. 51 Gebirgsstrasse 2. Kl. im Kanton Graubünden, Fig. 52 Gebirgsstrasse im Kanton Waadt.

Die erste große Kunststrasse neuerer Zeit in der Schweiz ist die 182 km lange Simplonstrasse, deren Bau im Jahre 1800 von Frankreich, Italien und Wallis als gemeinsames Werk beschlossen wurde; sie hat 7,2 m bis 8,4 m Breite.

Dass in der Schweiz keine Sommerwege angelegt, vielmehr die Wegebreiten auf das allergeringste Maass beschränkt werden, ist selbstverständlich.

Die Breite der französischen Strafsen giebt nach Sganzin¹⁾ folgende Tabelle an:

Lfd. No.	Bezeichnung der Strafsen	Fufsweg	Steinbahn	Gesamtbreite
1	Routes impériales	6,66	6,66	20,0
2	Routes départementales	3,0	6,0	12,0
3	Chemins de grande communication	2,0	6,0	10,0
4	Chemins d'intérêt commun	1,5	5,0	8,0

In Dänemark wurde 1793 die Breite der Hauptstrafsen auf 40' festgesetzt, 1841 aber auf 32 bis 24' eingeschränkt. Keine Strafsen mit Gräben darf weniger als 20 bis 24' Breite haben, Nebenwege nicht unter 16'.

In Holland findet man bei Staatschaussen eine Breite der in der Mitte liegenden Steinbahn von 14', der beiden erhöhten, mit Rasenbord eingefassten Seitenwege von je 12', zusammen also 38'. Bei Provinzialstrafsen verringern sich diese Maasse auf $10 + 2,6 = 22'$ im ganzen.

Die Kunststrafsen Russlands²⁾ haben in der Regel neben einer 6,3 m breiten, bestreitenen Fahrbahn zu beiden Seiten je 3,2 m breite, unbefestigte Streifen, welche nicht befahren werden dürfen und zur Lagerung des Unterhaltungsmaterials dienen. Diese Breite ermäßigt sich jedoch in zweckentsprechender Weise bei den Kunststrafsen von geringerer Bedeutung.

Die vom Staate angelegten unbestreiten Poststrafsen haben unter gewöhnlichen Verhältnissen 15 m Breite, doch verringert sich dieses Maass bei Anschüttungen bis auf etwa 10 m.

In Norwegen wird die Breite der Hauptstrafsen zu 5 m angenommen, die der Nebenstrafsen zu 3,75 m; im Gebirge tritt oft eine Verminderung bis auf 2,5 m ein.

3. Das Quergefälle und seine Beziehung zum Längengefälle.

Um das Regenwasser möglichst schnell von der Strafsen abzuführen und das Durchweichen des Untergrundes zu verhindern, giebt man den Strafsen Quergefälle. Der erstrebte Zweck wird um so besser erreicht, je steiler man dasselbe anordnet; dabei ist jedoch zu beachten, dass zu starke Seitenneigung den Verkehr erschwert, unter Umständen, z. B. bei Glatteis, ernstlich gefährdet.

In der Regel wird die in der Strafsenmitte befindliche Steinbahn nach einem Kreisbogen geformt, während die Oberflächen der Banketts sowie des Sommerweges als nach den Seiten geneigte Ebenen gebildet werden, Fig. 53.

Von dem allgemein üblichen Verfahren, die Steinbahnmitte als höchsten Punkt anzunehmen, geht man wohl bei Gebirgsstrafsen ab, indem man, um bei Glatteis die Gefahr des Abrutschens der Fuhrwerke an der Thalseite zu verringern, ein einseitiges Gefälle der Strafsenoberfläche nach der Bergseite anordnet, Fig. 54. Das vom Bergesabhang abfließende und auf der Strafsen sich

¹⁾ v. Kaven, Wegebau. S. 193.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 342.

sammelnde Tagewasser wird dann mittelst Röhren oder sogen. Kaskadendurchlässe unter dem Strafsenkörper hindurch geleitet, Fig. 55 und 56.

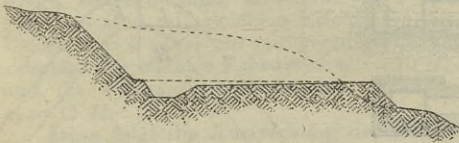
Da der Wasserabfluss in der Richtung des stärksten Gefälles erfolgt, welches sich aus Längen- und Quergefälle zusammensetzt, richtet sich das Quergefälle zum Theil nach dem Längengefälle der Strafe, so dass bei stärkerem Längengefälle ein geringeres Quergefälle angewendet wird.

Jedenfalls aber muss — zumal bei steilen Strafsen — das Quergefälle hinreichend groß sein, um zu verhindern, dass das Wasser in der Längsrichtung der Strafe abfließt und Ausspülungen der Steinbahn hervor ruft. Auf Strafsen, bei deren Anlage dieser Regel nicht genügt war, beobachtete Umpfenbach, dass bei einem Längsgefälle bis $\frac{1}{72}$ die Strafe kothig, bei $\frac{1}{48}$ bis $\frac{1}{36}$ sauber war, und dass bei Gefällen bis $\frac{1}{18}$ in Folge der Fortwaschung des Kieses die Steine der Grundlage bis zu 5 cm, bei Gefällen von $\frac{1}{18}$ bis $\frac{1}{9}$ bis zu 15 cm hervor traten.

Fig. 53.



Fig. 54.



Ausführlichere Zahlenangaben über das auf den Pflasterbahnen, Steinschlagbahnen, Sommerwegen und Fußwegen anzuwendende Seitengefälle sind weiterhin bei der Besprechung des Neubaus der Strafsen mitgeteilt. Einige

Mittelwerthe bei Anwendung der üblichsten Strafsenbefestigungs-Materialien unter Berücksichtigung des Längengefalles giebt nachstehende Tabelle:

Längsgefälle	Quergefälle:					
	Steinschlag-Bahn	Pflaster-Bahn	Holz-pflaster-Bahn	Klinker-Bahn	Asphalt-Bahn	Sommerweg
0 ‰	70 ‰	50 ‰	40 ‰	30 ‰	15 ‰	50 ‰
0–35 ‰	55 ‰	40 ‰	30 ‰	15 ‰	5 ‰	35 ‰
35 ‰ u. mehr	40 ‰	30 ‰	20 ‰	—	—	15 ‰

γ. Der Krümmungshalbmesser.

Für die Bestimmung des kleinsten Krümmungshalbmessers der Wege sind die längsten dort verkehrenden Fuhrwerke maßgebend.

In älteren Lehrbüchern findet sich meistens folgende Art der Berechnung:

Damit weder ein Rad des Wagens, noch das außen gehende Zugthier die Steinbahn beim Durchfahren der Krümmung zu verlassen brauchen, muss, Fig. 57, sein:

$$(R + B)^2 = l^2 + R^2$$

$$2RB + B^2 = l^2 \text{ oder annähernd:}$$

$$R = \frac{l^2}{2B}$$

Hier bedeuten B = die Breite der Steinbahn, l = die Länge des Fuhrwerks mit der Bespannung und

R den inneren Krümmungshalbmesser der Steinbahn.

Für 4 spänniges Fuhrwerk kann $l = 15$ m angenommen werden; für einige übliche Steinbahnbreiten ergeben sich dann folgende Werthe:

$$B = 3,5 \text{ m}, R = 32,0 \text{ m} \quad | \quad B = 4,5 \text{ m}, R = 25,0 \text{ m} \quad | \quad B = 5,5 \text{ m}, R = 20,0 \text{ m}$$

$$B = 4,0 \text{ m}, R = 28,0 \text{ m} \quad | \quad B = 5,0 \text{ m}, R = 22,5 \text{ m} \quad | \quad B = 6,0 \text{ m}, R = 19,0 \text{ m}$$

Eine andere zutreffendere Ableitung giebt Launhardt, bei welcher Krümmungshalbmesser und Strafsenbreite vom Achsenstande a und der Spurweite d der Fuhrwerke abhängig werden. Unter der Annahme, dass die Vorderachse einen anderen Weg beschreibt, als die Hinterachse und um den Winkel α abgelenkt werden kann, gilt die Gleichung: $R_1 = \frac{a}{\sin \alpha}$, wo $R_1 + \frac{d}{2}$ den äußeren Halbmesser der Steinbahn bedeutet, Fig. 58. Man hat nun zu bestimmen, welche Ablenkung des Fuhrwerks zugelassen werden soll. Wenn beispielsweise $\alpha = 22^\circ$ angenommen wird, was erfahrungsmäßig zulässig ist, so ergibt sich $\sin \alpha = \text{rund } \frac{3}{8}$, $R_1 = \frac{8}{3} a$. Nun ist noch die erforderliche Steinbahnbreite zu berechnen:

$$B = R_1 - R_1 \cos \alpha + 2 \frac{d}{2} \text{ oder: } B = R_1 (1 - \cos \alpha) + d.$$

Fig. 58.

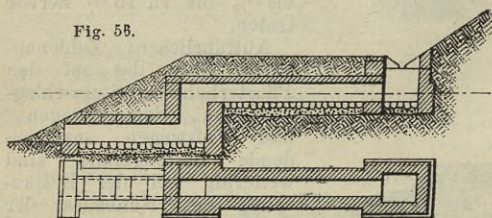


Fig. 57.

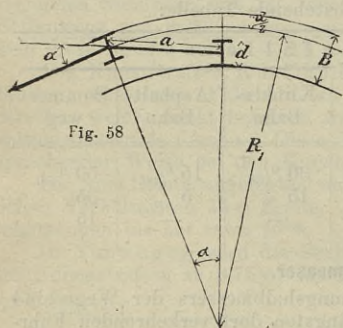
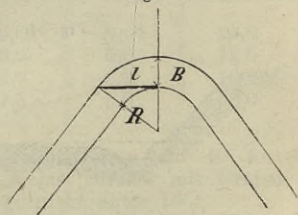


Fig. 58

Da $\alpha = 22^\circ$ angenommen ist, wird:
 $\cos \alpha = 0,927$ und $B = 0,073 R_1 + d$.

Wird $\alpha = 30^\circ$ in Rechnung gestellt, der größte Ablenkungswinkel, der praktisch erreichbar ist, so ergeben sich:

$$R_1 = 2a; \quad B = 0,133 R_1 + d.$$

In der preussischen Instruktion ist kein Mindestmaass des Krümmungshalbmessers angegeben; doch ist bestimmt, dass bei Halbmessern unter $7,5 \text{ m}$ auf eine angemessene Verbreiterung der Steinbahn Bedacht genommen werden soll. Die hannoversche technische Anweisung setzt fest, dass der Krümmungshalbmesser nach der

Formel: $R = \frac{L^2}{2B}$ bestimmt werden soll;

doch sollen Halbmesser unter $9,4 \text{ m}$ nur in aufsergewöhnlichen Fällen zur Anwendung kommen.

In Sachsen¹⁾ ist in der Regel der kleinste Halbmesser anzunehmen: für Kommunikationswege = 25 m , für Feldwege, auf denen Langholz gefahren wird, = 30 m , für gewöhnliche Feldwege = 12 m .

In der Instruktion der Orléans-Bahn²⁾ werden folgende geringste Maasse als passend bezeichnet:

- für routes impériales et départementales 50 m (bis zu 30 m),
- „ chemins de grande communication 15 m ,
- „ gewöhnliche Vicinalwege 10 m ,
- „ Wege zu landwirthschaftlichen Zwecken bis zu $6,0 \text{ m}$.

d) Die technische Tracirung und die Vorarbeiten.

Nachdem die Tracirungs-Elemente feststehen, ist es möglich, die aus tech-

¹⁾ Handb. f. speziell. Eisenbahn-Technik, I. Bd., 4. Aufl., S. 527.

²⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 253.

nischen Gründen erforderlichen Abweichungen von der vorher ermittelten Verkehrsstrasse und damit die Baulinie endgültig zu bestimmen.

Nachdem die Verkehrsstrasse in die Uebersichtskarten — zu denen meist vorhandene Karten benutzt werden — eingetragen und ein gründliches Studium dieser Karten vorgenommen ist, wird bei der Auskundung der Gegend eine Richtungslinie aufgesucht, welche sich der Verkehrsstrasse am meisten nähert; zugleich muss, so weit erforderlich, eine Berichtigung und Ergänzung der Karten vorgenommen werden.

Wenn bedeutende Höhenunterschiede vorkommen, so müssen diese zunächst annähernd genau (mittelst Barometer) bestimmt werden. Darauf nimmt man ein Geschwind-Nivellement auf, am besten unter Verwendung eines Tachymeters¹⁾ (Tacheometers), und sucht eine genauere Richtungslinie festzustellen, welche insbesondere bezüglich der Steigungen den vorher genannten Anforderungen (vgl. Tracirungselemente) genügt. Zugleich hat man alle in Frage kommenden Richtungslinien zu untersuchen und schon, so weit es ohne genauere Untersuchung möglich ist, über die Wahl der Wegerichtung Entscheidung zu treffen.

Hier mag eine von Umpfenbach angegebene Regel Erwähnung finden, welche für die ersten Vergleiche verschiedener in Frage stehender Baulinien im Gebirge, wo die Ersetzung kurzer starker Steigungen durch Umwege in Frage kommen kann, anwendbar ist: Wenn die Höhe H erstiegen werden muss, so sind mit gleichem Erfolge für das Erforderniss an Zugkraft folgende Umwege $= u$ (über die mit gerader Führung gedachte steigende Länge hinaus) zulässig: für leichtes Fuhrwerk: $u = 10 H$, für schweres Fuhrwerk: $u_1 = 18 H$ und für Fuhrwerk beiderlei Art, welches in etwa gleicher Zahl vorkommt: $u_2 = 15 H$.

Dann folgt die Aussteckung der Baulinie, welche zunächst geradlinig, gebrochen bezeichnet wird; später erst werden in bekannter Weise die Krümmungen eingelegt. Die so ermittelte Linie wird nur in ganz ebener Gegend als Baulinie angesehen werden können; bei wechselndem, stärkerem Seitengefälle stellt sich bei der Aufnahme der Querschnitte — die auch der Erdmassenberechnung wegen festgestellt werden müssen — oft noch die Nothwendigkeit von Verschiebungen heraus, so dass die erste Linie hauptsächlich nur als Grundlage der genaueren Vermessung dient.

Wenn in der geraden Verbindungslinie zwischen zwei Punkten, die als zulässig angenommene grösste Steigung nicht erreicht werden kann, so muss eine künstliche Verlängerung der Linie eintreten, welche die „Entwicklung der Linie“ genannt wird. Um diese festzustellen, ist ein Schichtenplan erforderlich, den man durch Aufnahme eines Netzes von Querschnitten für die ganze in Frage kommende Grundfläche feststellt. Von dem Anfangspunkte ausgehend ermittelt man Linien gleichen Gefälles und wählt von allen möglichen Linien diejenige aus, welche sowohl bezüglich der Baukosten als auch der Unterhaltungskosten die billigste ist. Nachdem endlich noch ein genauer Längenschnitt aufgenommen ist, schreitet man zur endgültigen Feststellung der Längengefälle, wobei noch besonders auf die Erdarbeiten — Aufstellung eines Massennivellements — auf die Wasserableitung und auf die Kreuzung bestehender Wege Rücksicht genommen werden muss.

Ein einfaches Verfahren zur Entscheidung darüber, welcher von zwei in Frage stehenden Baulinien der Vorzug zu geben ist, ist von Lechalas²⁾ angegeben worden.

Für die Gegend, in welcher die fraglichen Strassenstrecken liegen, sind im grossen und ganzen die Mittelwerthe sowohl für die aus der Steigung und Fahrbahnart folgenden Zugwiderstände (vergl. S. 99), als auch für das Eigengewicht der in der Regel dort verkehrenden Fuhrwerke bekannt. Wird nun angenommen, dass die von den Zugthieren durchschnittlich auszuübende Zugkraft ein bestimmtes Maass — etwa 75 kg — betragen soll, so ergiebt sich durch Rechnung das vortheilhafteste Ladungsgewicht der Fuhrwerke.

¹⁾ Jordan, Die Methoden der Tachymetrie. Zeitschr. d. hannov. Archit. u. Ingen.-Ver. 1884, S. 453.

²⁾ Annales des ponts et chausées 1879, S. 364. Besprochen im: Zentralbl. d. Bauverwaltung 1888, S. 543.

Nun werden die neu auszubauenden Strafsenzüge, je nach dem Wechsel des Gefälles oder der Fahrbahnbefestigung in Einzelstrecken zerlegt und wird für jede derselben (nach Lechlas) die Einheits-Zugkraft ermittelt:

$$E = 100 \left[\frac{P}{O} (f \pm i) \pm i \right],$$

worin bedeuten:
 P das fortzuschaffende Ladungs- und Wagengewicht,
 Q das Gewicht des Pferdes,
 f den Widerstandswerth und
 i das Steigungsverhältniss.

Da nun unter Voraussetzung einer bestimmten täglichen Arbeitszeit ermittelt werden kann, bei welcher Geschwindigkeit und Zugkraft die Arbeitsleistung der Zugthiere ohne Ueberanstrengung der Kräfte am grössten wird, (S. 108), so lässt sich, da die Einheits-Zugkraft bekannt ist, für jede Einzelstrecke die vortheilhafteste Geschwindigkeit berechnen, welche dort die Fuhrwerke anzunehmen haben; es ist noch zu bemerken, dass in Bremsgefällen, d. h. da, wo E negativ wird, die Geschwindigkeit der Fuhrwerke nur mit 1,66^m in Rechnung gestellt werden soll. Hieraus folgt die Zeit, welche die Fuhrwerke auf den fraglichen ganzen Strafsenzügen bei der Hinfahrt wie bei der Rückfahrt demnächst aufzuwenden haben werden. Ist nun noch die Zahl der verkehrenden Fuhrwerke bekannt, so kann leicht berechnet werden, wie viel Fuhrwerkstage durch den Ausbau der einen oder anderen Richtung erspart werden, und wird endlich der Geldwerth der jährlichen Zeitersparniss mit den Zinsen der Neubaukosten und den zu erwartenden jährlichen Unterhaltungskosten verglichen, so ergibt sich, welche Linie im volkswirtschaftlichen Interesse den Vorzug verdient.

Wenn auch dieses Rechnungsverfahren in mancher Beziehung angreifbar erscheint, so hat es sich doch (nach Angabe des Landes-Bauraths Voiges) im Regierungsbezirk Wiesbaden bislang gut bewährt.

Beispiel: Die Chaussee zwischen Offenbach und Bischoffen war zu verlegen und unter 2 in Frage stehenden Baulinien zu wählen. Für die 1340 m lange Linie A war die Dauer der Hinfahrt zu 23,8 Minuten, der Rückfahrt zu 22 Min., die mittlere Zeit zu 25,8 Min. ermittelt unter Annahme eines für dortige Gegend zweckmäßigen Fuhrwerks von 350 kg Eigengewicht, 1050 kg Ladung und 400 kg Pferdegewicht bei 0,045 Zug-Widerstandswerth. Die gleichen Zeitwerthe betragen für die 1354 m lange Linie B: 31,1 Min., 27,7 Min. und 30,9 Min. Der Verkehr auf der Strafe konnte durch täglich 20 Fuhrwerke der beschriebenen Art bewältigt werden. Die Zeitersparniss beim Ausbau der Linie A betrug also täglich rd. 100 Min., jährlich 36500 Min. oder 608 Stunden oder 61 Pferdearbeitstage zu je 10 Stunden. Rechnete man den Pferdearbeitstag einschliesslich der Kosten für Wagen und Führer sehr hoch zu 10 M., so betrug der Jahresgewinn beim Ausbau der Linie A 610 M.; dieser Betrag ergibt kapitalisirt 610 · 25 = 15250 M. Also dürfte die Linie A — gleiche Unterhaltungskosten vorausgesetzt — im Ausbau 15250 M. mehr kosten, als die Linie B. Nach den Kostenanschlägen erforderte aber die Linie A einen Mehraufwand von 20 000 M.; es war also volkswirtschaftlich richtig, die unvollkommenere Linie B auszubauen.

e) Darstellung der Entwürfe.

Nach der preussischen Instruktion zum Bau der Kunststrassen gehören zu jedem Strafsenentwurf an Karten:

1. Eine Uebersichtskarte im Maassstabe von 1 : 20 000 bis 1 : 200 000, wozu in der Regel die im Handel käuflichen Generalstabskarten (1 : 100 000) genommen werden. Sind solche nicht zu beschaffen, so empfiehlt sich die Herstellung einer Uebersichtskarte aus den Flurkarten mit Hilfe des Storchschnabels.

2. Genaue Lagenpläne, deren Maassstab (1 : 625 bis 1 : 5000) nach Bedarf anzunehmen ist. Oft sind Flur- oder Kataster-Karten zu verwenden, in welche die Wegelinie eingetragen wird; sie können zugleich als Grunderwerbs-Karten dienen.

3. Ein Längenschnitt, dessen Längen im Maassstabe des Lageplans, dessen Höhen in 25 mal grösserem Maassstabe aufzutragen sind.

Die Höhenzahlen sind, wenn möglich, an einen bekannten Festpunkt oder an den Nullpunkt eines Hauptpegels anzuschliessen.¹⁾ (Nach neueren Bestimmungen ist der Anschluss an Normal-Null zu erstreben.)

¹⁾ Deutsche Bauztg., 1875, S. 33, 214 u. 266 ff.

4. Querschnitte, welche nach Bedarf aufgenommen und im Höhenmaafsstabe des Längenschnittes aufgetragen werden müssen.

5. Entwürfe zu den Kunstbauten, die in angemessener Grösse gezeichnet sind. Die weiteren, sehr genauen und vollständigen Vorschriften sind in der Instruktion selbst nachzusehen.

Ein sehr zweckmäßiges Verfahren bei der Ausführung der Vorarbeiten und der zeichnerischen Darstellung der Entwürfe ist in Norwegen¹⁾ durch den Wegebau-Direktor Bergh eingeführt. Die Entwürfe werden unter Benutzung einheitlicher, für das ganze Reich anzuwendender, auf Netzpapier gedruckter Formulare aufgetragen, bei denen die Längen der Quadratseiten, je nach dem es sich um den Uebersichtsplan, den Hauptplan oder den Plan der Einzelheiten handelt, verschiedene wirkliche Längen bedeuten. Längenschnitte und Querschnitte werden gleichzeitig aufgenommen und auf dem Felde sofort in Blei eingetragen und später schwarz ausgezogen. Die Grösse der Schnittflächen für Auftrag oder Abtrag wird durch Abzählen der Quadrate des Netzpapiers gefunden. Die Massen des zu bewegenden Bodens sowie verschiedene Notizen werden auf dem Formular angegeben.

f) Der Rentenertrag der Strafsen.

In den meisten Fällen sind überschlägliche Ermittlungen über die Einträglichkeit der Strafsen schon angestellt bevor mit der Ausarbeitung der Entwürfe begonnen wird; doch lässt sich eine genaue Feststellung der zu erwartenden Rente erst ermöglichen wenn der Entwurf der neuen Anlage wenigstens in der Hauptsache feststeht.

Wenn jährlich auf einer Strafsen der Länge l (Kilometer) Güter der Menge C (Tonnen) befördert werden und die Frachtermäfsigung durch den Ausbau der Strafsen für die Tonne und $1 \text{ km} = \beta$ ist, so ist der jährliche Nutzen der Strafsen $= \beta Cl$. Wenn dieser Betrag ausreichend hoch ist, um die Unterhaltungskosten $= (B + \gamma C) l$ — wo B die vom Verkehr unabhängigen Unterhaltungskosten, γ die durch die Beförderung von 1 t Last bewirkte Abnutzung der Strafsen bezeichnen — zu decken und das Anlagekapital Al zu verzinsen, so ist der Bau der Strafsen nützlich.

Selbstverständlich kommt bei Landstrassenanlagen diese Rente:

$$R = \frac{\beta Cl - (B + \gamma C) l}{Al} = \frac{(\beta - \gamma) C - B}{A}$$

der gesammten Bevölkerung zugute, welche auf dem Wege verkehrt.

Wenn z. B. die Beförderung von 1 t für 1 km auf Erdwegen $0,1 \text{ M.}$, auf besteuertem Wege $0,04 \text{ M.}$ kostet, also die Frachtermäfsigung $\beta = 0,06 \text{ M.}$ ist, wenn jährlich 2000 t befördert werden, und wenn ferner die Anlagekosten der Strafsen für 1 km auf 16000 M. , die Unterhaltungskosten auf $(150 + 0,02 C) \text{ M.}$ sich belaufen, so ist die wirtschaftliche Rente:

$$R = \frac{(0,06 - 0,02) 2000 - 150}{16000} = 0,0407 \text{ oder rund } 4 \text{ Prozent.}$$

Da nun auf jeden Menschen bei sehr mäfsiger Annahme etwa 1 t jährlicher Verkehr zu rechnen ist, so ergibt sich, dass in einer Gegend, wo die vorgenannten Preise zutreffend sind, eine Bevölkerung von 2000 Seelen genügt, um den kunstmäfsigen Ausbau des Weges, auf welchem der gesammte Frachtverkehr stattfindet, vortheilhaft zu machen.

VI. Der Neubau.

a) Der Erdkörper.

Der Bau des Strafsenkörpers wird in der Hauptsache nach den allgemeinen Regeln über Erdbau und über die Herstellung der Dämme und Einschnitte ausgeführt. Hier sollen daher nur die für den Strafsenbau insbesondere in Frage kommenden Anordnungen kurz in Betracht gezogen werden. Begründet sind diese meistens durch die Erwägung, dass der Strafsenkörper nur relativ

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwltg., 1887, S. 39r.

geringe bewegliche Lasten zu tragen hat, und dass man daher bei der Herstellung desselben in manchen Fällen — z. B. bei wenig tragfähigem Untergrunde — mit geringerem Arbeitsaufwande ausreicht, als bei den Eisenbahnbauten.

«. Die Ausführung der Dämme.

Nach der preussischen Instruktion sollen Aufträge aus reinem Sandboden — wenn die Böschungen nicht mit Mutterboden bekleidet werden — eine 2fache, aus anderen Bodenarten eine $1\frac{1}{2}$ fache Anlage erhalten. Flachere Böschungen mit geeigneter Befestigung sind anzuwenden, wo die Strafe dem Hochwasser oder dem Wellenschlage ausgesetzt ist.

Zur Befestigung der Böschungen hoher Dämme werden in manchen Fällen Bermen angelegt; und zwar sollen solche nach der hannoverschen Anweisung aufser der unteren Berme in Höhenabständen von je 3^m hergestellt werden. Der Nutzen einer solchen Anlage ist indessen zweifelhaft.

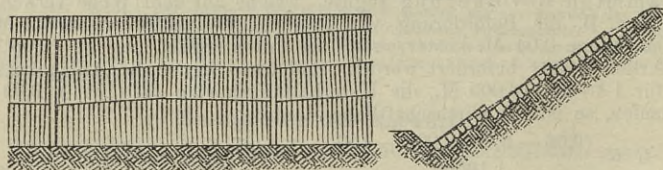
Wenn es irgend möglich ist soll man das aufgetragene Planum vor der Herstellung der Steinbahn einen Winter liegen lassen, damit der Boden sich genügend lagert. Ist das nicht zu erreichen, so muss die Lagerung je nach der Bodenart durch Zuführung von Wasser, Stampfen oder durch Walzen beschleunigt werden.

β. Die Ausführung der Einschnitte.

Die preussische Instruktion schreibt vor, dass im Abtrage je nach der Beschaffenheit des Bodens eine etwas steilere als $1\frac{1}{2}$ fache Böschung gegeben werden soll; doch darf nur bei besonders festen Felsarten unter $\frac{1}{2}$ fache Anlage herab gegangen werden. In Einschnitten von geringer Tiefe sind zur Verhütung von Schneeverwehungen die Böschungen stark abzufachen.

Zur Verringerung der Geschwindigkeit des abfließenden Regenwassers an den Böschungen tiefer Einschnitte dienen die Bermen. Nach der hannoverschen Anweisung wird eine solche in der Höhe der Kronkante angelegt, wenn die Tiefe des Einschnitts nicht über 2,3^m beträgt. Bei tieferen Einschnitten sollen Bermen in Höhenabständen von je 1,8^m, von der Grabensohle beginnend, hergestellt werden. Größere Sicherung erreicht man durch Herstellung gepflasterter Gossen auf den Bermen, welche mit einem Gefälle von 1:80 bis 1:100 das Wasser in gepflasterte Rinnen und durch dieselben in den Graben ableiten, Fig. 59.

Fig. 59.



γ. Die Moorstraßen.

Sehr verschiedenartig gestalten sich die Strafsenanlagen auf Moor- und Darg-Untergrund.

Völlig sicheren Erfolg erzielt man durch Abgraben der nicht tragfähigen Massen, welche durch Schüttung — am besten aus Sand — ersetzt werden. Auch kann durch Beseitigung der Narbe ein Einschnitt hergestellt werden, in welchen so lange Sand eingebracht wird, bis der Damm nicht mehr sackt, die Sandschüttung also die flüssigen Massen bei Seite geschoben und den festen Untergrund erreicht hat. In den meisten Fällen, zumal bei größerer Stärke der Moor- oder Dargschicht, muss aber der hohen Kosten wegen von einem solchen Verfahren Abstand genommen werden.

Ist eine tragfähige Schicht über dem flüssigen Untergrunde vorhanden, z. B. eine Klaischicht auf Darg, so muss man die Höhe des Strafsenkörpers auf das geringste Maafs beschränken und zur Schüttung möglichst leichten Boden — etwa Moor — verwenden, damit das Gewicht des Dammes nicht zu

groß wird. Die Höhenlage ist unter Berücksichtigung der zu erwartenden Sackungen, wenn möglich, so anzunehmen, dass das aufsteigende Grundwasser die Sohle der Steinbahnbettung nicht erreicht. Zu beiden Seiten der StraÙe sind Berme von ausreichender, oft ganz bedeutender Breite anzulegen. Die Seitengräben sind, um den erforderlichen Querschnitt zu erreichen, mit größerer Breite und geringerer Tiefe herzustellen, damit die tragfähige Bodenschicht nicht durchstoßen wird, Fig. 60. Auch kann zur Erweiterung des Grabens eine flachere Böschung angewandt werden als sonst üblich ist.

Mit gutem Erfolge kann man auf weicher Mooroberfläche dem StraÙendamme eine breite Unterlage von möglichst festen, etwa 8 cm dicken Moorsoden geben, welche in mehreren Schichten im Verbands, die bewachsene Seite nach unten, verlegt werden.

Besondere Vorsicht erfordert der Wegebau im Hochmoor, welches zur Aufnahme der StraÙe durch Entwässerung gehörig vorzubereiten ist. Nach Schacht¹⁾ ist dabei Folgendes zu beachten:

Das nasse Moor enthält etwa 90 % Wasser und 10 % Pflanzenstoffe, die ganz ohne Zusammenhang, also auch durchaus nicht tragfähig sind. Durch Entziehung des Wassers geht das flüssige Moor zunächst in eine speckige Masse, endlich in Torf über; man muss mit der Entwässerung sehr

Fig. 60.

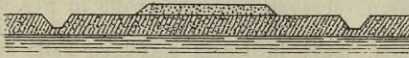


Fig. 61.

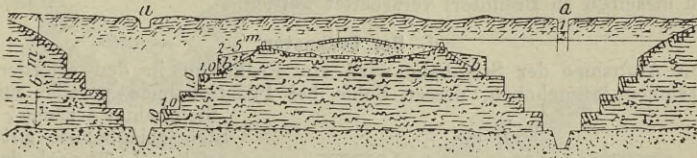


Fig. 62.

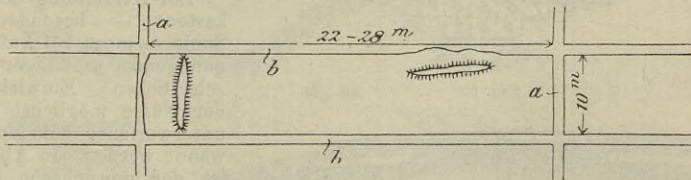
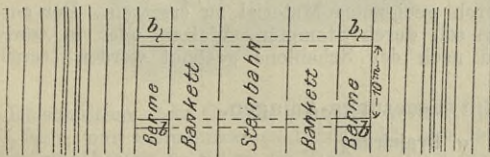


Fig. 63.



langsam vorgehen, um die Bildung von Spalten und Rissen zu vermeiden, wie sie in Fig. 62 angedeutet sind. Allmählig führt man die Gräben tiefer, am besten bis in den festen Untergrund hinein. Die Moormasse wird dann auf etwa $\frac{2}{3}$ der anfänglichen Mächtigkeit zusammen sin-

ken, worauf bei der Bestimmung der Höhenlage der StraÙe zu achten ist.

Gegen die Einwirkung des Wassers ist das ausgetrocknete Moor sehr widerstandsfähig; dagegen zerfällt es unter der Einwirkung des Frostes in losen Staub. Deshalb stellt man, um ein Verschlammen des Grabens durch das ausgefrorene Moor zu verhindern, die Böschungen nicht geneigt, sondern treppenartig mit etwa 1,0 m hohen senkrechten Wänden her. Da das einmal ausgetrocknete Moor für Wasser undurchdringlich wird, so muss für genügende

¹⁾ Zeitschr. d. hannov. Archit.- u. Ingen.-Ver., 1890, S. 750.

Entwässerung des Sandkastens der Steinbahn gesorgt werden. Hierzu dienen die in etwa 10^m Abstand und etwa 40 bis 50^m Länge rechtwinklig zur Strafsenrichtung angelegten Kopfgräben — *b* in Fig. 62 und 63 —, welche nach Fertigstellung des Strafsenkörpers in der Breite der Strafe und dem inzwischen ausgetrockneten Aushub wieder zugeworfen werden und dann auch für die Folge entwässernd wirken; soweit sie in den Bermen liegen, sind sie offen zu lassen.

Zugleich mit den Kopfgräben werden im ersten Baujahre die Längsgräben *a*, Fig. 61, 62, 64, gezogen, deren Abstand nach der Breite der Strafe und der Bermen sowie der Tiefe des Moores sich ergibt. Die Breite und Tiefe kann zu etwa 0,5^m bis 0,75^m angenommen werden; der Aushub ist weit zurück zu bringen, damit nicht das Gewicht desselben den Einsturz der Grabenufer herbei führt.

Im zweiten Sommer wird man alle Gräben um 0,5^m bis 1,0^m vertiefen und die Längsgräben um je 0,5^m oder mehr erbreitern können; im dritten Jahre kann man alle Gräben auf 1,25^m bis 1,5^m Tiefe, die Längsgräben auf etwa 1,5^m Breite bringen; die Kopfgräben müssen so schmal als möglich gehalten werden.

Von der Beschaffenheit des Moores muss es abhängen ob diese Vorentwässerung vielleicht schon in 2 Jahren zu beenden ist. Dann erst kann mit der Beseitigung größerer Moormassen vorgegangen werden; die in Fig. 64 eingetragenen Zahlen bezeichnen den Aushub für die folgenden Baujahre. Wie schnell die Arbeit gefördert werden kann, muss in jedem einzelnen Falle die Beschaffenheit des Moores ergeben.

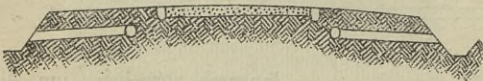
Wenn seitliche Lagerung der Aushubmassen unzweckmäßig erscheint so müssen dieselben zu Brenntorf verarbeitet werden.

d. Der Erdkasten.

Zur Aufnahme der Steinbahn wird ein Erdkasten in den erforderlichen Abmessungen ausgehoben, dessen Sohle bei Pflasterbahnen parallel mit der



Fig. 65.



Steinbahnoberfläche; bei Steinschlagbahnen mit Querfälle (1:72 nach der Anweisung) anzulegen ist.

Zur Herstellung des Erdkastens — besonders der Sohle — muss bei Aufträgen genügend tragfähiger, den schädlichen Einwirkungen der Nässe möglichst wenig unterworfenen Boden verwandt werden. In Abträgen ist der gewachsene Boden, wenn er obige Eigenschaften nicht in genügendem Maße besitzt, zu beseitigen und durch geeignetes Material zu ersetzen. Der aufgetragene Boden des Erdkastens soll durch Stampfen, Walzen oder in sonst geeigneter Weise befestigt und nach der Schablone geebnet werden (vergl. auch S. 169).

b) Die Entwässerungs-Anlagen.

α. Drainirung.

Bei fettem, nassen Boden muss der Erdkasten durch seitwärts führende enge Thonrohre oder Sickerkanäle entwässert werden, wenn nicht zur besserer Trockenlegung eine vollständige Drainirung des Strafsenkörpers¹⁾ vorgezogen wird. Die Entwässerungsrohre sollen, damit sie nicht auffrieren oder durch Eis verstopft werden können, hinreichend tief verlegt werden. Bokelberg giebt als geringste Tiefe 0,9^m, v. Kaven 0,7^m, am oberen Ende an. Man legt sie, Fig. 65, am besten zu beiden Seiten der Steinbahn, etwa 0,6^m auferhalb derselben, damit sie bei erforderlicher Reinigung oder Ausbesserung leicht zu-

¹⁾ v. Kaven, Der Wegebau, S. 220.

gänglich sind. Die in seltenen Fällen angewandte Verlegung eines Rohres unter der Steinbahnmitte ist nicht empfehlenswerth.

Das Längengefälle soll mindestens 1:1200 betragen; doch ist stärkeres Gefälle (bis 1:100) vorzuziehen. Wenn möglich, werden in kurzen Abständen Seitenrohre verlegt, welche das Wasser des Längsrohres in den Graben führen; bei diesen ist stärkeres Gefälle, jedoch nicht über 1:30, anzunehmen. Für die meisten Leitungen, selbst wenn Seitenrohre nicht anzubringen sind, genügt die Rohrweite von 4 cm. Bei längeren Leitungen kommen entsprechend weitere Rohre zur Verwendung.

Zur Sicherung der Wirksamkeit der Drainröhren ist es günstig, dieselben auf einer festgestampften Schicht aus Ziegelschotter zu lagern und sie mit Schotter zu umfüllen. Besonderes feste Lagerung der Stöße, z. B. auf Ziegelsteinen, ist verwerflich, weil dadurch bei Versackungen leicht Bruch der Rohre veranlasst wird.

β. Die Seitengräben.

Zur Austrocknung des Straßenkörpers, zur Ableitung des Tagewassers und zur Begrenzung der Straße dienen die Seitengräben.

Nach der preussischen Instruktion sollen bei Aufträgen unter 0,6 m, sowie

Fig. 66.

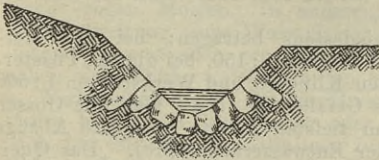


Fig. 68.



Fig. 67.

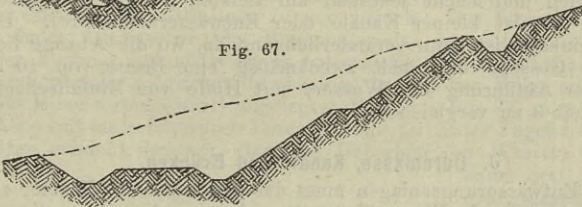
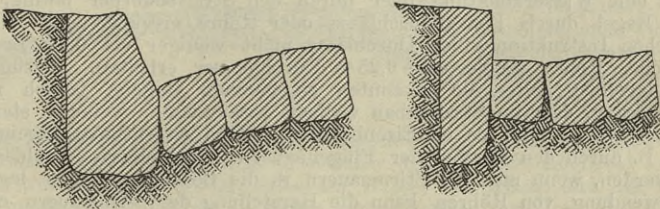


Fig. 69.



in Einschnitten stets Gräben angelegt werden. Die Neigung der Böschung soll $1\frac{1}{2}$ fach, nur ausnahmsweise 1 fach sein; die Sohlenbreite ist mindestens zu 0,5 m, gewöhnlich zu 0,6 m, die Tiefe zu 0,5 m bis 1,0 m anzunehmen.

Die hannoversche Anweisung bestimmt, dass der Wasserspiegel des Grabens tiefer als die Unterkante der Steinbahn liegen soll. Zweckmäßig dürfte der Höhenunterschied nicht unter 30 cm anzunehmen sein. Die Grabensohle darf nicht unter 30 cm breit sein; die Böschungen sollen an der Innenseite $1\frac{1}{2}$ fach, an der Außenseite mindestens 1 fach angelegt werden; in wasserführenden Gräben sind sie nach Bedürfniss abzufachen.

Das Längengefälle folgt in der Regel der natürlichen Bodengestaltung. Muss dasselbe künstlich hergestellt werden so soll es mindestens 1:800 betragen (v. Kaven will dieses Maafs auf 1:600 erhöhen, zur Nieden wenn möglich

auf 1:500). In durchlässigem Boden genügt ein geringeres Gefälle; man kann sogar die Sohle unter Umständen ganz wagrecht legen.

Wenn die Gräben starkes Gefälle haben, so müssen die Böschungen gegen den Angriff des Wassers geschützt werden. Man wendet dazu an: Besamung der Grabenufer, Befestigung der Sohle und Böschungen durch Rasen, Einschüttung von Gerölle oder Steinschlag und endlich Pflasterung der Mulde, Fig. 66. Die Anlage von Querzäunen oder Dämmen, um die Grabensohle treppenförmig zu gestalten, ist nicht zu empfehlen.

Bei Strafsen, welche in seitlich abfallendem Gelände im Einschnitte angelegt sind, würden leicht zu große Wassermengen in den Seitengraben gelangen; man hebt deshalb oft oberhalb des Einschnitts Sammelgräben aus, Fig. 67.

Wenn, was häufig der Fall ist, die Gräben nur zur Begrenzung und Einfridigung des Strafsenkörpers dienen, so sind die Abmessungen möglichst zu beschränken.

γ. Die Gossen.

In gebirgigen Gegenden und in tiefen Einschnitten dürfen nach der preussischen Instruktion statt der Gräben gepflasterte Rinnen von 1,0 bis 1,5 m Breite hergestellt werden, Fig. 68. Solche Rinnen oder Gossen werden ferner vielfach in geschlossenen Orten angelegt, wenn es an Raum für Gräben mangelt, und doch ein guter Wasserabzug erreicht werden soll, oder wenn der Fußweg mit einem Hochbord versehen ist, Fig. 69.

Das Längsgefälle der Gossen muss mindestens betragen: bei der Herstellung aus gewöhnlichen Pflastersteinen 1:100 bis 1:150, bei glatten Pflastersteinen 1:200 bis 1:300, bei gut versetzten Klinkern und Werkstücken 1:500 bis 1:600. Wenn die Straße geringeres Gefälle hat lässt man die Gossen steigen und fallen und macht jedesmal am tiefsten Punkte geeignete Abzüge (bei Hochbord mittelst kleiner Kanäle oder Entwässerungsrohre). Das Quergefälle der Steinbahn ist dann veränderlich und da, wo die Abzüge liegen, am grössten. Die Gossensohle erhält zweckmäfsig eine Breite von 10 bis 17 cm. Hinsichtlich der Abführung des Wassers mit Hülfe von Einfallschächten und Kanälen ist Heft 3 zu vergleichen.

δ. Durchlässe, Kanäle und Brücken.

Bei allen Entwässerungsanlagen muss das angesammelte Wasser so schnell als möglich an bestehende Wasserläufe abgegeben werden. Zu diesem Zweck wird oft eine Wasserableitung quer durch den Strafsenkörper nöthig, welche in der Regel durch Plattendurchlässe oder Rohre erreicht wird. Nach der preussischen Instruktion sollen Durchlässe nicht weniger als 0,5 m Breite und 0,5 m Höhe, Rohre mindestens 0,25 m Durchmesser erhalten. Bezüglich der Anlage derselben gelten die bekannten allgemeinen Regeln, jedoch mit der Einschränkung, dass im Strafsenbau vielfach vereinfachte, weniger starke Anlagen ausreichend sind, als im Eisenbahnbau. Eine wesentliche Vereinfachung kann z. B. durch den Fortfall der Flügelmauern bei kleinern Durchlässen erreicht werden, wenn man die Stirnmauern in die Böschungsfächen legt. Bei der Verwendung von Röhren kann die Herstellung der Stirnmauern oft ganz unterbleiben. Dann wird die Böschung neben der Rohrmündung mit Rasen befestigt. In anderen Fällen kann zur Herstellung der Stirnmauern Trockenmauerwerk mit Moos oder Lehmpacking angewandt werden.

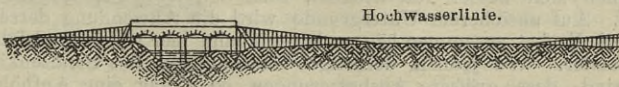
Die Verwendung von Röhren aus gebranntem Thon oder Zement ist im Strafsenbau eine sehr ausgedehnte; die beim Eisenbahnbau zulässigen Weiten können hier unbedenklich überschritten werden. Der höchste Punkt der Röhrendurchlässe soll nach der hannoverschen Anweisung 0,9 m unter der Kronenkante liegen; doch kann dieses Maafs bis auf 0,45 m beschränkt werden, wenn die Röhren in dieser Lage gegen Beschädigung — namentlich durch Frost — gesichert sind. Hölzerne Durchlässe sind in Moor- und Dargboden, wo die Fundirung eines in anderer Weise hergestellten Durchlasses Schwierigkeiten machen würde, in dem Falle mit Vortheil anzuwenden, dass sie dauernd unter Wasser liegen.

Der Berechnung von Strafsen-Brücken sollen nach der hannoverschen Anweisung als Belastung zu Grunde gelegt werden: entweder eine gleichförmig vertheilte Last für 1 qm Fahrbahn-Fläche zwischen den Geländern von 300 kg oder 380 kg je nach den Verkehrsverhältnissen, oder eine Einzellast von 7000 kg (unbelastete Chausseewalze). Stets ist die ungünstigste dieser beiden Belastungsarten zu berücksichtigen. Neuerdings, wo die Einführung von Dampfwalzen vielfach stattfindet, wird deren Gewicht in Rechnung zu stellen sein (s. weiter unten, Walzung).

ε. Die Ueberlaufsmulden.

Wenn es nicht zulässig oder wenn es zu kostspielig ist, im Ueberfluthungsgebiete die Strafsenkronen über Hochwasser zu legen und entsprechend weite Brücken anzuordnen, so muss man die Strafe entweder ganz überströmen lassen oder, einzelne tiefere Stellen für den Ueberlauf des Hochwassers an-

Fig 70.



legen: sogen. Mulden. In anderen Fällen stellt man, nach Fig. 70, bei der Ueberschreitung eines Wasserlaufes eine Brücke her, welche bei den gewöhnlichen Wasserständen zur Abführung des Wassers ausreicht und zugleich daneben eine Mulde, welche nur bei höchstem Hochwasser — also kurze Zeit — in Wirksamkeit tritt. Ob die Herstellung der Steinbahn an den Ueberlaufstellen besser aus Steinpflaster oder Steinschlag erfolgt, ist im einzelnen Falle nach den örtlichen Verhältnissen zu entscheiden. Der Steinschlag leidet unter Wasser durch Auswaschen des Bindematerials, das Steinpflaster durch Ausspülen der Fugen. Jedenfalls ist es nothwendig, die Steinbahn gegen die Angriffe der Strömung möglichst durch einen in gleicher Höhe mit der Wölbung oder etwas höher stromabwärts angelegten Fussweg, Fig. 71, zu schützen, welche zweckmässig mit einer doppelten Bordsteinreihe mit guter Fugendeckung versehen wird. Man erreicht dadurch, dass der Ueberlauf des Wassers über die Stein-

Fig. 71.



bahn erst beginnt, nachdem dieselbe ganz unter Wasser gekommen ist. Die stromabwärts belegene Böschung muss hinreichend flach angenommen und zum Schutz gegen Abspülung mit Weiden oder anderem Gesträuch bepflanzt werden.

Die Herstellung kleinerer Ueberlaufsmulden, wie man sie häufig zur Ableitung des Tagewassers in alten Ortsstraßen findet, sollte möglichst vermieden werden, weil sie den Verkehr, zumal im Winter bei Schnee und Eis, in hohem Maasse erschweren. Können sie wegen gar zu ungünstiger Vorfluth-Verhältnisse nicht entbehrt werden, so wird die Seitenneigung möglichst flach — nicht über 1:12 — angenommen. Die Sohle wird aus Steinpflaster hergestellt, weil Steinschlag im Winter beim Aufhauen des Eises zu stark leiden würde.

c) Die Steinbahnen.

α. Die Wahl der Befestigungsart.

Bei der Entscheidung über die Frage, in welcher Weise die Steinbahn der Landstraßen hergestellt werden soll, kommt zunächst das Vorhandensein, bezw. Fehlen der verschiedenen Baumaterialien in der Nähe der Baustelle und der Kostenaufwand, welchen jede einzelne Bauart für Neubau und Unterhaltung erfordert, in Betracht. Wenn die Wahl hierdurch nicht von vorn herein ent-

schieden ist und noch verschiedene Befestigungsarten in Frage bleiben, so ist Folgendes zu berücksichtigen: Steinpflaster ist wegen der Widerstandsfähigkeit der grossen Steinstücke besonders für Strafsen mit schwerem, bedeutendem Verkehr anzuwenden. In den Ortschaften wird es ausserdem wegen der geringeren Staub- bzw. Schlamm-Bildung vorgezogen. Es empfiehlt sich ferner in Gegenden, wo das Material aus weiter Entfernung bezogen werden muss, so dass die Kosten der Bearbeitung im Steinbruche zu Pflastersteinen den hohen Anfuhrkosten gegenüber wenig ins Gewicht fallen, weil bekanntlich eine Pflasterbahn beim Neubau und noch mehr bei der Unterhaltung eine viel geringere Steinmenge erfordert, als eine Steinschlagbahn.

Die Pflasterbahnen erfordern während einer Reihe von Jahren nur kleine, verhältnissmässig leicht auszuführende Ausbesserungen und werden dadurch trotz der höheren Anlagekosten in vielen Fällen billiger, als andere Fahrbahnarten.

Die Steinschlagbahnen, bei denen starke Abnutzung der Oberfläche stattfindet, eignen sich besser für leichten, schnellen Verkehr, als für schwere Lastfahren. Auf unsicherem Untergrunde wird die Anwendung derselben empfohlen, weil die fest zusammenhängende Steinbahn hier widerstandsfähiger sein soll, als Pflaster. Wo jedoch derartige Versackungen des Strafsenkörpers zu erwarten sind, dass grössere Ausbesserungen oder gar eine Aufhöhung der Strafe erforderlich wird, sollte Steinpflaster vorgezogen werden, weil die Pflastersteine nöthigenfalls leicht aufgenommen und wieder verwandt werden können, während der Aufbruch einer Steinschlagbahn zum Zwecke der Wiederverwendung des Materials wenig lohnend ist.

Auf feuchten Wegen, z. B. im Walde, und bei nassem Untergrunde sind Steinschlagbahnen nicht empfehlenswerth, weil dieselben im feuchten Zustande durch den Verkehr besonders stark leiden; an solchen Stellen ist Pflasterbahn vorzuziehen.

Die Ausbesserung der Steinschlagbahnen ist stets mit erheblichen Belästigungen für den Verkehr verbunden, ein Uebelstand, welcher in manchen Fällen die Anwendung derselben ausschliesst.

Die Steinschlagbahnen erfordern stets eine sorgsame Unterhaltung und leiden, wenn sie vernachlässigt werden, so stark, dass sie nach verhältnissmässig kurzer Zeit zu Grunde gehen. Dann aber sind für die Erneuerung fast nicht geringere Kosten aufzuwenden, als für die erste Anlage. Es ist deshalb auf untergeordneten, entlegenen Wegen, welche sachkundiger Beaufsichtigung und Wartung entbehren, die Herstellung billiger Steinpflasterungen vorzuziehen, da diese auch bei mangelhafter Unterhaltung nicht leicht ganz verfallen und schlimmsten Falls immer noch zur Wiederverwendung geeignetes Aufbruchmaterial liefern.

Als Hauptvorzüge der Steinschlagbahnen sind zu nennen: Die vergleichsweise billige Herstellung und der Umstand, dass sie bei leidlicher Unterhaltung eine ebenere Oberfläche besitzen, als das im Landstrafsensbau übliche geringere bis mittelgute Steinpflaster. In Folge dessen bieten sie dem Wagenverkehr kleineren Zugwiderstand und sind für die Personenbeförderung wegen der schwächeren Stöße des Wagens angenehmer als die Pflasterbahnen.

Klinkerbahnen sind wegen der zu geringen Widerstandsfähigkeit des Steins gegen Zerdrücken für schweren Verkehr nicht geeignet, für leichten, schnellen Verkehr dagegen sehr angenehm; sie können jedoch wegen des hohen Preises nur in solchen Gegenden angelegt werden, wo natürliche Steine fehlen und wegen des weiten Transportes von auswärts her zu theuer werden. Die Klinkerbahnen sind, weil sie zum Schutze gegen zu starke Abnutzung durch den Verkehr möglichst unter einer dünnen Sanddecke gehalten werden sollen, am besten für geschützte Lage geeignet. Nässe schadet denselben verhältnissmässig wenig, wenn der Untergrund genügend tragfähig ist.

Der Hauptgrund für die zunehmende Verwendung der Klinker zum Strafsensbau in den Küstengegenden liegt in dem Mangel an natürlichen Steinen, welcher dort von Jahr zu Jahr fühlbarer wird.

Die Klinkerpflasterung hat zuerst in Holland in ausgedehntem Maasse Verwendung gefunden und ist von dort in unsere Küstengegenden eingeführt worden.

Ostfriesland besaß im Jahre 1882 etwa 390, im Jahre 1889 etwa 511 km Klinkerbahnen allein auf Chausseen und Landstraßen, welche sich gut bewähren und trotz ihres hohen Preises billiger zu sein scheinen, als Fahrbahnen aus eingeführten natürlichen Steinen.¹⁾

β. Wölbung und Quergefälle der Steinbahnen.

Die allgemeinen bei der Feststellung des Quergefalles maafsgebenden Regeln sind schon oben (S. 152) mitgetheilt; hier soll die Form der Steinbahnen besonders besprochen werden.

Die Wölbung der Straßenoberfläche nach dem Kreisbogen hat den Nachtheil, dass die Wagen nur auf der Steinbahnmitte wagrecht stehen, während das Quergefälle nach den Seiten hin zunimmt. Da deshalb die Fuhrwerke fast ausschließlich auf der Steinbahnmitte fahren so wird die Oberfläche ungleichmäßig abgenutzt und es bilden sich nach kurzer Zeit Gleise. Man hat deshalb bei breiten Steinbahnen, wo dieser Uebelstand am meisten hervor tritt, vielfach die Oberfläche, Fig. 72, aus zwei von der Mitte ab nach beiden Seiten geneigten Ebenen dargestellt, welche in der Mitte durch einen kurzen Kreisbogen verbunden sind, und so ein geringeres ganz gleichmäßiges Quergefälle erzielt.

Von anderer Seite ist empfohlen worden, anstatt des Kreisbogens eine Parabel oder auch einen an den Seiten flacheren Korb-

bogen, wie Fig. 73 in verzerrtem Maafsstabe angiebt, anzuwenden, wodurch — wenn auch in geringem Maafse — dem genannten Uebelstande ebenfalls entgegen getreten wird.

Bei ganz schmalen Steinbahnen, bei denen kein zu großes Quergefälle an den Seiten entstehen kann, hat man, im Gegensatz hierzu, auch wohl, am dem nachtheiligen Einflusse des unvermeidlichen Spur-

fahrens zu begegnen, die der Abnutzung am meisten ausgesetzten Steinbahnstreifen verstärkt und kommt dann zu einer in der Mitte am wenigsten gekrümmten Korblinie, wie Fig. 74 sie — ebenfalls verzerrt — darstellt.

Es mag schliesslich erwähnt werden, dass in der Gegend von Meppen (Provinz Hannover) mit 3,5 m breiten Steinbahnen aus Kieseln Versuche angestellt sind, bei denen eine schwache Wölbung ($\frac{1}{36}$ Pfeil bei Steinschlagbahn

¹⁾ Eine der ältesten deutschen Klinkerstraßen — vielleicht die älteste — ist die im Jahre 1839 erbaute Poststraße von Jever nach Varel im Großherzogthum Oldenburg.

Fig. 72.

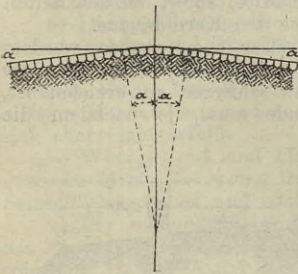


Fig. 73.

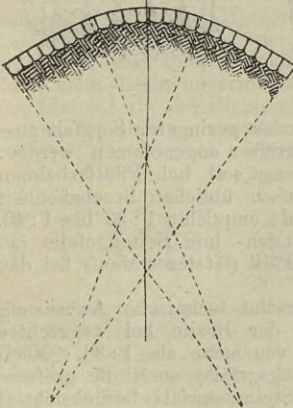
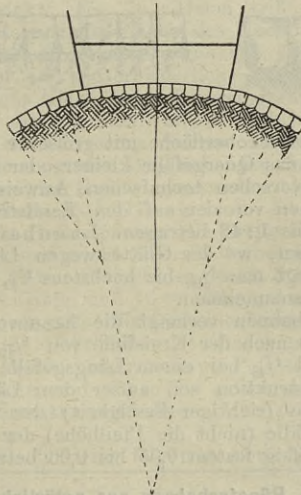


Fig. 74.



$\frac{1}{48}$ bei Pflaster) sich erheblich besser gehalten hat, als ein nach geraden, in der Mitte durch einen kurzen Kreisbogen verbundenen Linien hergestelltes Querprofil.

Die Erwägung, dass die Fahrbahnmitte, welche vom Verkehr am meisten in Anspruch genommen ist, größerer Festigkeit bedarf, als die Seiten, hat zu der in Fig. 75 dargestellten, in Schleswig-Holstein angewandten Bauweise geführt. Der untere von Kantensteinen eingefasste Theil der Fahrbahn „der Kern“ wird aus grobem Steinschlag oder grobem Grand hergestellt. Der obere aus feinem Steinschlag in größerer Breite angelegte Theil; das Verschleiß-Segment, wird nach und nach durch den Verkehr abgenutzt und dann — sobald der Kern sichtbar wird — erneuert.

Dieses Verfahren soll sich in Schleswig-Holstein gut bewährt haben.

In dem hier mitgetheilten Profil der Chaussee von Sonderburg nach Augustenburg¹⁾ ist das Verschleiß-Segment in der Mitte 15 cm, an den Seiten 5 cm stark und ragt zu beiden Seiten um 63 cm über den Kern hinaus.

Die Wölbung der Steinbahnen muss um so größer angenommen werden, je geringer die Güte des Besteinungsmaterials ist, weil auf unebener, kothiger Oberfläche ein genügender Abfluss des Tagewassers schwerer zu erzielen ist, als auf glatter Oberfläche. Aus demselben Grunde muss, je nachdem die

Fig. 75.

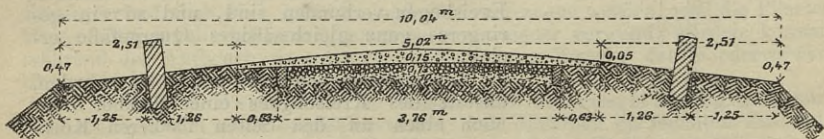


Fig. 76.



Fig. 77.



Fig. 78.



Unterhaltung der Straßenoberfläche mit größerer oder geringerer Sorgfalt ausgeführt werden soll, das Quergerälle kleiner oder größer angenommen werden.

Nach der hannoverschen technischen Anweisung soll bei Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen von der auf den Landstraßen üblichen Beschaffenheit die Pfeilhöhe 1 : 38 bis 1 : 48 betragen. Launhardt empfiehlt 1 : 30 bis 1 : 40.

Bei Klinkerbahnen, wo der Glätte wegen Längen- und Seitengerälle beschränkt werden, pflegt man $\frac{1}{60}$ bis höchstens $\frac{1}{40}$ Pfeil (letzteres Maas bei den schmalsten Bahnen) anzunehmen.

Für Steinschlagbahnen verlangt die hannoversche technische Anweisung eine Wölbung (Pfeil) nach der Kreislinie von $\frac{1}{30}$ der Breite bei wagrechter Lage der StraÙe und $\frac{1}{48}$ bei einem Längsgerälle von mehr als 1 : 36. Nach der preussischen Instruktion soll außer dem Längsgerälle auch die größere oder geringere Härte (richtiger Festigkeit) des Steinmaterials berücksichtigt werden; das Quergerälle (nicht die Pfeilhöhe) der Bahn soll bei festem Gestein 0,03 bis 0,05, bei mäÙig festem 0,05 bis 0,06 betragen.

γ. Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen.

Das Pflastermaterial.

Zur Herstellung von Steinpflaster eignet sich dasjenige Material am besten, welches, bei der nöthigen Festigkeit und Dauerhaftigkeit, sich am leichtesten zu regelmäßigen Körpern bearbeiten lässt, also gute Spaltflächen hat. Gestein, welches durch Glätte den Zugthieren gefährlich werden kann, darf zur Pflasterung stark geeigneter Bahnen nicht benutzt werden.

¹⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 288.

Granit, Basalt, Gabbro, Grünstein, Porphyr, Grauwacke, fester Sandstein und ähnliche Gesteine geben gute Pflastersteine. Granit giebt vorzügliches Pflaster, ist aber schwer zu bearbeiten und wird, wenn stark befahren, glatt. Auch Basalt leidet bei nassem Wetter leicht an Glätte. Grünstein ist ein vorzügliches Pflastermaterial, aber weniger fest. Grauwacke ist oft von sehr ungleichmäßiger Festigkeit und dann nicht empfehlenswerth. Fester Sandstein ist gut zu bearbeiten und wird niemals glatt, ist aber weniger dauerhaft, als die erstgenannten Gesteine.

In Ermangelung besseren Materials werden in der norddeutschen Tiefenebene vielfach nordische Geschiebe (sogen. Findlinge) verwandt, obgleich sie wegen ihrer Ungleichhaftigkeit sich nur wenig gut zu Pflastersteinen eignen.

Kalksteine sind zu Pflasterungen wenig tauglich und am besten ganz auszuschließen; dieselben spalten leicht bei der Rammung und nutzen sehr stark ab. Man kann drei Grundformen der Pflastersteine unterscheiden:

a) Die parallelepipedische Form, Fig. 76, ist die vollkommenste; der Stein kann, nachdem die Oberfläche abgenutzt ist, in umgekehrter Lage von neuem verwandt werden, so dass die höheren Bearbeitungskosten nicht nutzlos aufgewandt sind. Die früher gehegte Erwartung, dass man große völlig regelmäßige Würfel nach und nach auf allen 6 Seiten abnutzen lassen könne, hat sich aber nicht erfüllt.

b) Weniger gut sind Pflastersteine, welche von der Kopffläche ab auf ein gewisses Maafs — wenn thunlich, nicht unter 2,5 bis 5,0 cm — senkrechte Seitenflächen haben und nach dem Fusse hin sich etwas verjüngen, Fig. 77.

c) Die mangelhafteste Form ist die abgestumpfte Pyramide, bei welcher das Einziehen der Seitenflächen an der Kopffläche beginnt; die Fussfläche beträgt nur $\frac{1}{3}$ bis $\frac{2}{3}$ der Kopffläche — wenn möglich nicht unter $\frac{2}{3}$, Fig. 78.

Je fester das Material ist, desto weniger folgt die Abnutzung des ganzen Steins der der Kanten, und um so mehr bildet sich eine rundliche Oberfläche, so dass jedesmal das Rad, wenn es von einem Stein zum anderen gelangt, um ein bestimmtes Maafs herab sinkt, Fig. 79. Dabei trifft dasselbe im Herabrollen die gegen den Horizont geneigte Fläche des Nachbarsteins. Es bedarf keiner Erläuterung, in wie hohem Maasse durch die so entstehenden Stöße Fuhrwerk und Pflaster leiden und die erforderliche Zugkraft vergrößert wird. Man kann dieses unvermeidliche Uebel dadurch verringern, dass man die Breite der Steine b (in der Richtung der Fahrbahn) möglichst klein annimmt. Mit abnehmender Breite muss aber die Länge des Steines wachsen, damit eine hinreichend große Tragfläche des Untergrundes zur Aufnahme der Radlast vorhanden bleibt.

Fig. 79.



Nach Bokelberg soll für das auf Chausseen übliche Reihenpflaster die Breite der Steine nicht unter 7,5 cm und nicht über 15 cm betragen, die Höhe nicht über 22 cm. Derselbe empfiehlt Steine von 10 cm Breite, 20 cm Länge und 15 cm Höhe. Auch Würfel von 17 cm

Kantenlänge werden von ihm als gute Pflastersteine bezeichnet.

Nach Launhardt soll die Oberfläche des einzelnen Steines nicht über 300 qcm gross sein, damit die Pferde besser sicheren Fuß auf dem Pflaster fassen können. Steine geringerer Breite sind wegen der grösseren Standsicherheit der Zugthiere für stark geneigte Strecken anzuwenden, ebenso um dem Uebelstande des Glatwerden zu begegnen.

Dietrich²⁾ bringt für Pflastersteine folgende Abmessungen in Vorschlag:

Druckfestigkeit für 1 qcm in kg	Gesteinsart	lang cm	breit cm	hoch cm
> 1200	Härteste Gesteine	10	22,5	15
800—1200	Mittelharte Gesteine	10	22,5	20
< 800	Weichere aber gleichmäßig feste Gesteine	12	25	20
	oder sofern dies billiger ist	18	18	18

¹⁾ Städtisches Straßenwesen und Straßenreinigung, S. 69.

²⁾ Dietrich, Baumaterialien der Steinstraßen, S. 61; jetzt übliche Abmessungen, S. 55.

Besonderer Werth ist darauf zu legen, dass die zur Verwendung kommenden Pflastersteine in ihren Abmessungen möglichst gleich sind. Jeder Pflasterstein überträgt nach der Gröfse seiner Grundfläche einen größeren oder kleineren Druck auf die Einheit der Untergrundsfläche; vermag letztere um ein geringes Maafs nachzugeben, was bei fast allen Unterbettungsarten, bei den auf Landstraßen üblichen immer, der Fall ist, so wird der kleinere Stein tiefer hinab gedrückt, als der größere.

Von Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Pflasters ist danach auch das Verhältniss der Gröfse der Fußfläche der einzelnen Steine zur Kopffläche, wofür man ein bestimmtes Maafs vorzuschreiben pflegt. Es ist aber nicht richtig, dem Lieferanten nur ein Mindestmaafs aufzugeben (etwa $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{2}$ oder $\frac{5}{6}$ der Kopffläche), weil dann Steine verschiedenster Fußfläche innerhalb des Mindestmaafses und der Kopfgröfse geliefert werden dürfen, und gerade die Ungleichmäfsigkeit besonders nachtheilig wirkt. Man sollte vielmehr die Grenzen feststellen, zwischen denen die Gröfse der Fußfläche bleiben muss (etwa $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{2}$ bis $\frac{3}{4}$). Auch für Höhe, Breite und Länge der Steine muss man einigen Spielraum zulassen, da die Steinlieferungen unverhältnissmäfsig vertheuert werden, wenn man völlig gleiche Abmessungen verlangt. Man gestattet Abweichungen wohl um $\pm 0,5$ bis $\pm 1,5$ cm, so dass zwischen 2 Steinen Unterschiede von 1 bis 3 cm vorkommen.

Es soll darauf geachtet werden, dass Kopffläche und Fußfläche parallel sind.

Um die Bearbeitung der Pflastersteine auf Vorrath zu ermöglichen, den Steinbruchbetrieb besser zu regeln und die Lieferungen zu beschleunigen, sollten ebenso wie für Ziegelsteine und Walzeisen Normalformate festgestellt werden; bislang hat in Deutschland jede Verwaltung ihre eigenen Formate.

Ein Anfang in dieser Beziehung ist in der Rheinprovinz gemacht worden.¹⁾ Dort sind für die Rheinische Provinzialverwaltung einheitliche Vorschriften bekannt gemacht und es haben andere Verwaltungen dieselben Bestimmungen angenommen.

Im Auslande, wo solche Einrichtungen bestehen, haben sie sich in hohem Maafse bewährt.

Die Abnahme erfolgt bei geringwerthigen Pflastersteinen meistens nach cbm aufgemessenen Materials, bei besserer Bearbeitung nach qm fertig gestellten Pflasters. Gegen die Abnahme nach der Stückzahl ist geltend zu machen, dass die Lieferanten dabei auf Einhaltung der Mindestmaafse hinzuwirken pflegen.

2. Die Unterbettung.

Eine Pflasterbahn trägt die Last des Verkehrs nicht wie ein Gewölbe, weil die Kantensteine kein festes Widerlager bilden. Die Widerstandsfähigkeit des Pflasters beruht vielmehr darauf, dass die einzelnen, dicht aneinander gereihten Steine auf festem Untergrunde stehen und durch die zwischen ihnen stattfindende Reibung in ihrer Lage erhalten werden. Um dauerhaftes Pflaster zu erzielen, muss man deshalb den Untergrund in möglichst festem, tragfähigen Zustande erhalten und zu diesem Zwecke durch Ausfüllung der Fugen zwischen den Pflastersteinen und regelrechtes Seitengefälle das Eindringen von Wasser möglichst verhüten. Um das dennoch durchgesickerte Wasser unschädlich zu machen, wird in den Erdkasten eine Pflasterunterbettung aus festem, wasserdurchlässigen Material: also aus Kies, aus möglichst reinem, grobkörnigen Sand oder Steinschlag eingebracht, falls nicht der natürliche oder künstliche Untergrund aus solchem Material besteht. Dauerhaftere Unterbettung, z. B. aus Beton, kommt in der Regel nur bei städtischen Strafsen zur Verwendung. Das Bettungsmaterial dient aber nicht allein zur Entwässerung der Steinbahn, sondern es bewirkt auch die gleichmäfsige Vertheilung des Raddrucks auf eine gröfsere Fläche des Untergrundes.

Die Unterbettung soll je nach der natürlichen Beschaffenheit des Untergrundes und dem Werth der Pflastersteine, sowie nach der Art des Verkehrs 15 bis 50 cm stark hergestellt werden. Sie soll unter dem ganzen Pflaster gleiche

¹⁾ Zeitschr. f. Transportwesen u. Strafsenbau, 1888, S. 20.

Stärke besitzen und über die Aufsenkanten desselben an jeder Seite um 15 cm hinaus gehen, wonach die Abmessungen des Erdkastens anzunehmen sind. Da in der Regel die Unterbettungs-Sohle frostfrei bleiben soll, so wird die Unterbettungsschicht in kälteren Ländern stärker zu bemessen sein, als in wärmeren. Wenn dieselbe nicht ohnehin genügende Festigkeit besitzt, wird sie vor der Ausführung der Pflasterung durch Stampfen oder Walzen und Annässen möglichst stark gedichtet.

3. Die Herstellung des Pflasters.

Die genaue Einhaltung der vorgeschriebenen Wölblinie (siehe S. 165) wird am besten durch Gebrauch hölzerner Lehren bewirkt, nach welchen man in gewissen Abständen quer zur Pflasterbahn einzelne Punktsteine setzt.

■ Jeder Pflasterstein muss lothrecht mit seiner Schwerlinie gesetzt, durch Hammerschläge fest gegen die Nachbarsteine getrieben und voll und fest mit Sand unterfüllt werden.

Für die Haltbarkeit des Pflasters ist es sehr wichtig, möglichst schmale Fugen zu erhalten, denn jedes über dieselben hinweg gehende Wagenrad wird die gegenüber liegende Kante mit einem Stoß treffen, dessen Heftigkeit mit der Fugenweite zunimmt.

Die Stöße aber werden eine Zerstörung der Steinkanten, sowie eine Versenkung der getroffenen Pflastersteine hervor rufen, den Verkehr belästigen und erschweren.

Genauere Beobachtungen der Wirkung dieser Stöße wurden in Berlin durch das dort vorgeschriebene Einhalten einer gleichartigen Fortbewegung der Fuhr-

werke — das Rechtsfahren — ermöglicht.¹⁾ Es zeigt sich ein allmähiges Kippen der Pflastersteine der Fahrriichtung entgegen und zwar nicht nur auf wagrechten Strafsen, Fig. 80, sondern auch auf den Brückenrampen, Fig. 81 und 82.

Am deutlichsten bemerkbar ist die Sägestellung der Steine,

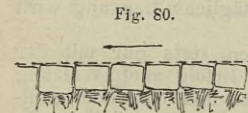


Fig. 80.

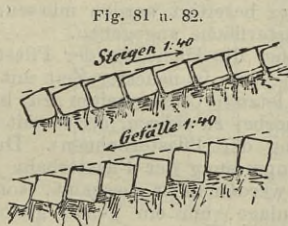


Fig. 81 u. 82.

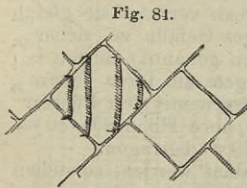


Fig. 81.

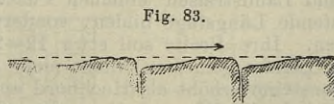


Fig. 83.

wenn die Sonne in der Richtung der Strafsenaxe steht und die Strafsen besprengt worden ist; dann erscheint, gegen die Sonne gesehen, der Strafsendamm linkerhand mit Schattenlinien durchzogen, rechterhand wie eine spiegelnde Fläche ohne diese Linien. Selbstverständlich ist mit dem Umkanten eine stärkere Abnutzung des vom Rade zuerst getroffenen Theils der Steinoberfläche verbunden, welche (für Pflaster mit zur Fahrriichtung schräg laufenden Fugen) in Fig. 83 und 84 verzerrt dargestellt ist.

Als Hauptregel für alle Pflasterungen gilt, dass die neben einander stehenden Pflastersteine in ihren Abmessungen, und zwar besonders in der Breite und Höhe, gleich sein müssen, da nur Steine von gleicher Größe im Stande sind, den Stößen sowie dem Drucke der Räder gleichmäßigen Widerstand zu leisten. Kann die Verwendung von Pflastersteinen verschiedener Größe nicht wohl vermieden werden so sind dieselben nach der Größe zu sondern und die unter sich gleichen Steine in möglichst großen Flächen zusammen zu stellen, weil vielfacher Wechsel erfahrungsmäßig der Haltbarkeit des Pflasters und der

¹⁾ Deutsche Bauztg., 1889, S. 427.

Verkehrssicherheit schadet. Diese Sonderung muss nach Unterschieden von höchstens 1,5 cm stattfinden. Ein erheblicher Unterschied in der Breite oder der Höhe zusammen stehender Reihen ist stets zu vermeiden und ist der Uebergang zu anderen Abmessungen möglichst allmählig zu bewirken.

Das Pflaster wird je nach der Dichtigkeit der Bettung um 4 bis 8 cm erhöht gesetzt und dann, unter wiederholtem Einfegen oder Einspülen von Sand, niedergedrammt. Man bedient sich dazu 1, 2, 4 ja sogar 6 bis 8 männiger Rammen, welche meistens aus Holz angefertigt und mit Eisen schwer beschlagen sind. Während meistens die schweren Rammen im Anfang der Arbeit zur Verwendung kommen, dienen die leichten einmännigen Rammen, welche einen gleichmäßigeren Schlag geben und mehr in der Gewalt des Arbeiters sind, dazu, die letzten Unebenheiten zu beseitigen.

Nach einem anderen Verfahren werden jedoch zuerst die leichten Rammen benutzt, während die kräftig wirkenden schweren zum Nachrammen dienen; bei einem noch anderen benutzt man nur die leichten Rammen.

Werden Steine beim Rammen zersprengt, so sind sie baldmöglichst durch andere zu ersetzen. Versenkte, sowie nach dem Rammen noch hervor stehende Steine sind heraus zu heben und in die richtige Lage zu bringen.

Die in neuester Zeit hergestellten Pflasterramm-Maschinen (in Anwendung z. B. bei der Bauverwaltung der Provinz Brandenburg) bestehen aus einem eisernen Gestell, in welchem ein etwa 250 kg schwerer Rammbar hoch gewunden wird. Die Bewegungen der Maschine sind leicht ausführbar, der Bär kann nach der Neigung des Pflasters verstellt werden. Die Maschine kommt zur Anwendung nachdem mit der Hand vorgerammt ist; doch ist ihre Wirkung so bedeutend, dass gewöhnlich im Pflaster Unebenheiten entstehen, welche mittels der Handrammen später beseitigt werden müssen. Die tägliche Leistung wird zu 110 bis 130 qm Pflasterfläche angegeben.

Während man früher die Dichtung der Pflasterbahnen stets nur mit der Ramme ausführte, hat man in neuester Zeit mit gutem Erfolg auch Walzung angewendet, um die letzten Unebenheiten zu beseitigen und eine noch vollständigere Dichtung herbei zu führen, als es mit der Handramme möglich war (vergl. die Unterhaltung der Pflasterbahnen). Durch den Verkehr ist später eine weitere Zusammenpressung der Pflasterbahn um 1 bis 2 cm zu erwarten.

Die Gossensteine werden nicht gerammt, sondern man versetzt sie gleich in der richtigen Höhenlage, um ein genau gleichmäßiges Gefälle zu sichern. Die Kantensteine (auch Bordsteine oder Streckerschichten genannt) dürfen bei den auf Chausseen und Landstraßen üblichen Pflasterungen an ihrer inneren Seite keine durchlaufende Längsfuge bilden, sondern müssen mit den Pflasterreihen Verband halten. Ihre Breite soll etwa 12—20 cm, ihre Höhe 20—30 cm ihre Länge (quer zur StraÙe gemessen) nicht mehr als 30 cm betragen.

Wenn die Kantensteine erhöht als Hochbord angeordnet werden, so stehen sie 10 bis 15 cm höher als die Pflasterbahn und greifen mindestens ebenso tief in die Bettung ein. Dieselben erhalten eine geringe Abschrägung, damit die Räder der Fuhrwerke abgleiten.

Das fertige Pflaster ist mit einer 1 bis 2 cm starken Sand- oder Kiesschicht zu versehen, weil diese alle Fugen und Vertiefungen ausfüllt, die Benutzung angenehmer macht und gleichzeitig schützend wirkt.

In der Regel, zumal bei weiter Entfernung des Steinbruchs von der Baustelle, empfiehlt es sich, zur Verringerung der Anfuhrkosten die Pflastersteine im fertig bearbeiteten Zustande anliefern zu lassen. Wenn die Bearbeitung derselben ausnahmsweise auf der Baustelle erfolgt, — was z. B. bei der Verwendung nordischer Geschiebe oft unvermeidlich ist — so ist eine Verwerthung der Abfallstücke oft schwer zu ermöglichen und werden zu diesem Zwecke häufig zwischen lange Pflasterbahnen Steinschlagbahn-Strecken eingelegt.

Man unterscheidet folgende Pflasterarten:

4. Reihenpflaster.

Unter den Begriff „Reihenpflaster“ fallen sehr viele der Güte nach ganz verschiedene Pflasterarten, die sich dadurch kennzeichnen, dass sie aus bearbeiteten, in durchlaufenden Reihen mit Verband versetzten Pflastersteinen

hergestellt sind. Je vollkommener und gleichmäßiger die Bearbeitung der Steine, die Durchführung der Reihen und die Herstellung des Verbandes ist, um so besser und dauerhafter wird das Pflaster.

Auf Landstraßen und Chausseen pflegt man in der Regel nur die geringeren Arten des Reihenpflasters herzustellen, während die besseren ihres hohen Preises wegen auf städtische Straßen und die in der Nähe größerer Städte

belegenen Chausseestrecken beschränkt sind.

Man legt die Pflasterreihen entweder rechtwinklig gegen die Straßenrichtung, Fig. 85, oder schräg (grätenförmig) unter 45° , Fig. 86. Für letztere Anordnung wird geltend gemacht, dass die Stollen der Pferde die

schräg laufenden Fugen nicht so stark treffen, als die geraden, und dass bei eintretender Abnutzung der Kanten kein so erhebliches Fallen der Räder stattfindet, da dieselben bei dem schrägen Uebergange über die Fugen von Stein zu Stein mehr auf den höher-

Fig. 85.

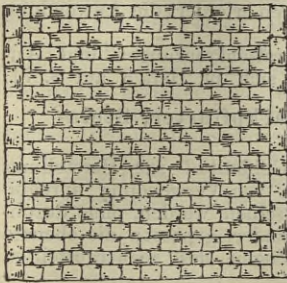


Fig. 86.

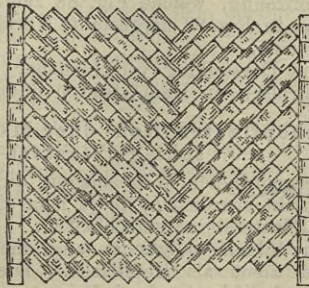


Fig. 87.

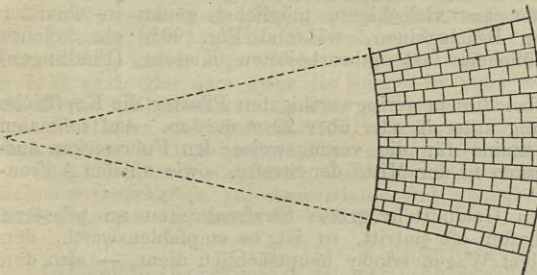


Fig. 88.

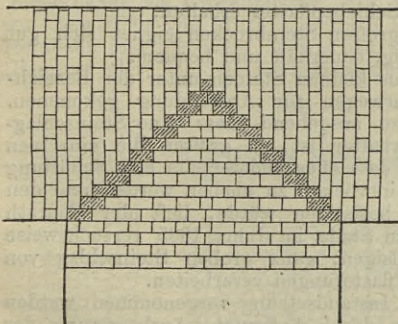
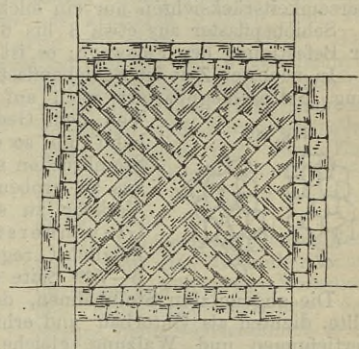


Fig. 89.



liegenden Theilen der Steinoberfläche verbleiben. Die Erwartung, dass die schrägen Fugen das Ausgleiten der Zugthiere verhindern sollten, hat sich nicht erfüllt. Ein großer Nachtheil ist die schwierige Herstellung der dreieckigen (oder trapezförmigen) Anschlusssteine an die Bordsteine. Für Landstraßen wird daher die Anwendung des „Diagonal“-pflasters wenig empfohlen; keinenfalls aber sollte dasselbe bei schmalen Pflastersteinen angewandt werden, wo die oben genannten Vortheile sich nur noch wenig geltend machen. Mit Nutzen

wird solches Pflaster an Ueberlaufstellen im Hochwassergebiete angelegt, weil die der Stromrichtung nicht gleichlaufenden Fugen dem Ausspülen durch das Wasser weniger ausgesetzt sind.

Schwache Krümmungen der Strafsen pflegt man mit strahlenförmiger Pflasterung herzustellen, Fig. 87, wonach die Pflastersteine passend auszuwählen sind. Bei stärker gekrümmten und geknickten Strafsen muss ein Zusammenarbeiten der Reihen mit richtigem Verbands stattfinden; die Anschlusssteine sind danach einzurichten.

Die gleiche Anordnung, welche Fig. 88 zeigt, ist bei Strafsenkreuzungen empfehlenswerth; das in Fig. 89 dargestellte Verfahren erfordert die Anwendung zu vieler Anschlusssteine.

Eine ausführliche Darstellung verschiedener Strafsenkreuzungen und Anschlüsse von Nebenstraßen an Hauptstraßen findet sich im Heft 3 auf S. 71.

5. Das Schiebepflaster (Roh- oder Mosaikpflaster, Steinschlag-Pflaster).

Wenn bei untergeordneten Wegeanlagen die Geldmittel zur Herstellung von Reihenpflaster nicht ausreichen, muss man sich zur Verwendung unregelmäßig bearbeiteter Pflastersteine entschließen. Dieselben werden, ohne durchgehende Reihen zu bilden, möglichst eng aneinander gepasst; die ebenste Fläche jedes Steins dient als Kopffläche. Die Fugen des so hergestellten Pflasters laufen unregelmäßig durch einander.

Je nach der Bearbeitung und natürlichen Beschaffenheit des Materials kann das Schiebepflaster in sehr verschiedener Güte hergestellt werden. Fig. 90a zeigt ein Schiebepflaster aus vieleckigen, möglichst genau in einander geschobenen, scharfkantigen Bruchsteinen, während Fig. 90b ein solches schlechtesten Art aus runden, fast unbearbeiteten Kieseln (Findlingen) darstellt.

Nach Bokelberg soll bei diesem geringwerthigsten Pflaster die Kopffläche der Steine in keiner Richtung unter 5, oder über 22 cm messen. Auf schmalen Bahnen sind die besseren Steine für die vorzugsweise den Fuhrwerken ausgesetzten Streifen, die kleineren in der Mitte der Strafe, sowie an den Aufsenkanten zu verwenden.

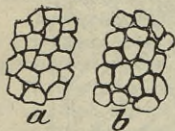
Wenn mit beschränkten Geldmitteln große Strafsenbreiten zu pflastern sind, welcher Fall in Ortschaften oft eintritt, so ist es empfehlenswerth, den Theil der Strafe, welcher dem Wagenverkehr hauptsächlich dient, — also den mittleren Theil — mit Reihenpflaster zu versehen, während die Seiten aus Sparsamkeitsrücksichten nur ein leichtes Schiebepflaster erhalten.

Schiebepflaster aus etwa 3 bis 6 cm großen Steinbrocken eignet sich gut zur Befestigung der Fußwege; es ist billig, dauerhaft und bequem.

In neuester Zeit ist Schiebepflaster aus kleinen Steinen unter der Bezeichnung „Steinschlagpflaster“ auch auf Fahrwegen zur Anwendung gekommen.

Von dem Gedanken ausgehend, dass eine Steinschlagbahn um so dauerhafter ist, je größer die einzelnen Steinbrocken sind, dass aber andererseits eine Schüttung aus zu großen Steinbrocken zu uneben werden und den Verkehr zu sehr belästigen würde, liefs der Baurath Gravenhorst¹⁾ zu Stade im Jahre 1885 versuchsweise möglichst regelmäßigen, ganz groben Steinschlag von 6—7 cm Seite zu Pflasterungen verarbeiten.

Fig. 90.



Die abgenutzten Steinbahnen, deren Instandsetzung vorgenommen werden sollte, dienten als Unterbau und erhielten durch Aufhauen, Ausbesserung der Vertiefungen und Walzung gleiche Wölbung, wie die fertige Strafe. Als Bettungsmaterial wurde eine im lose aufgeschütteten Zustande 4 cm starke Sand- oder Kiesschicht aufgebracht und mit der Schablone wie bei Klinkerbahnen abgeglichen. Darauf wurden die Steinschlagpflastersteine versetzt und unter Einschlämmen von Kies oder Sand zum Dichten der Fugen kräftig abgerammt.

Die Verwendung des Steinschlagpflasters bei Landstraßenneubauten ist

¹⁾ Zeitschr. d. Hannov. Archit. u. Ingen.-Ver., 1887, S. 425.

nur dann empfehlenswerth, wenn ein durchaus tragfähiger, fest gelagerter Untergrund vorhanden ist. Der Unterbau, welcher in bekannter Weise angelegt und gewalzt wird, muss völlig eben und unnachgiebig hergestellt werden können, da alle Unebenheiten desselben sich im Pflaster bemerkbar machen.

Aus 1 ^{cbm} Steinen lassen sich etwa 11 ^{qm} Pflaster anfertigen.

Die Abnutzungs-Messungen Gravenhorst's haben bei der Kürze der Zeit zu einem sicheren Ergebniss noch nicht geführt; doch scheint die Abnutzung nur $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ derjenigen der Steinschlagbahnen zu erreichen. Die Kosten der erstmaligen Herstellung belaufen sich unter den dortigen Verhältnissen nur etwa 10 bis 20 % höher, als für Steinschlagbahn-Ueberdeckungen; spätere Erneuerungen, bei denen der Unterbau unverändert bleibt, werden noch billiger sein. Dieses Verhältniss wird sich indessen in solchen Gegenden, wo die Steinpreise geringer sind, ungünstiger stellen.

Bislang hat das Verfahren sich so gut bewährt, dass bis zum Schluss des Jahres 1890 im Inspektionsbezirk Stade auf Chausseen 14 ^{km}, auf Landstrassen 16 ^{km}, zusammen also 30 ^{km} Steinschlagpflaster hergestellt waren, und zwar aus Findlingen 17 ^{km}, aus Plötzkyer Sandstein 13 ^{km}. Hiervon liegen 20 ^{km} auf alten Steinbahnen, 10 ^{km} auf Neubaustrecken.

6. Das Reihenschiebe-Pflaster.

Mit diesem Namen werden die Pflasterarten bezeichnet, welche besser als Schiebepflaster, geringwerthiger als Reihenschiebepflaster sind und daher zwischen beiden in der Mitte stehen, Fig. 91.

Sie lassen zwar eine Anordnung der Steine in Reihen erkennen, sind aber doch nicht regelmässig genug, um als Reihenschiebepflaster gelten zu können. Die Unregelmässigkeit kann darin bestehen, dass die einzelnen in jeder Reihe zur Verwendung kommenden Steine ungleich und schiebepflasterartig zusammengedrückt sind, oder dass zwar die Steine in jeder einzelnen Reihe annähernd gleich, die Reihen unter sich aber zu verschiedenartig sind, oder endlich darin, dass die Reihen nicht durchgeführt, sondern willkürlich gegen einander abgesetzt sind, so dass z. B. 2 breitere Reihen gegen 3 schmalere Reihen stofsen u. dgl.

Das Reihenschiebepflaster kommt auf Landstrassen, besonders innerhalb kleinerer Ortschaften zur Anwendung und genügt bei guter Ausführung den Anforderungen des kleineren Verkehrs.

7. Das Rippenpflaster.

Der Vollständigkeit wegen sei hier noch erwähnt, dass man das Rohpflaster früher häufig als Rippenpflaster, Fig. 92, herstellte. Man setzte in Abständen von etwa 60 ^{cm} von Mitte zu Mitte zur Mitte Rippen aus kräftigen Steinen quer zur Steinbahn und pflasterte dazwischen kappenartig mit dem „Einschlag“. Die „Rippen“ oder „Bandsteine“ müssen gut unterstopft und mit dem Pflasterhammer

so eingeschlagen werden, dass sie sofort die richtige Höhe nach der Schablone enthalten. Sie sollen wenn möglich mit dem Einschlage annähernd gleiche Grösse haben, oder doch nicht erheblich grösser sein.

Die Anlage des Rippenpflasters beruht auf dem Gedanken, dass durch das gewölbartige Versetzen des Einschlags zwischen den Rippen beim Niederrammen mehr Spannung entstehe, als beim gewöhnlichen Schiebepflaster.

Jedenfalls verstößt diese Pflasterart gegen die wichtigste Pflasterregel: dass Steine von un-

Fig. 91.

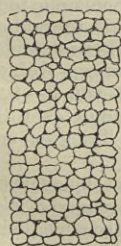
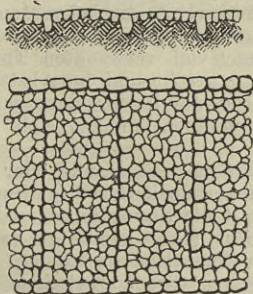


Fig. 92.



gleicher Art nicht neben einander gestellt werden sollen. Es pflegt sich bald zu zeigen, dass die Rippen einen festeren Stand haben, als das zwischen denselben liegende Schiebepflaster. Das Verfahren ist als veraltet anzusehen.

8. Materialbedarf.

Zur Herstellung des Pflasters ist an bearbeiteten Steinen etwa erforderlich:
 für 1^{qm} Reihenpflaster 0,17—0,21 cbm,
 „ „ Schiebepflaster 0,15—0,17 „
 „ „ Rippenpflaster 0,15—0,17 „

Die Anfertigung von 1^{cbm} Schiebepflaster-Steinen erfordert 1,1 bis 1,3^{cbm} Rohmaterial, von 1^{cbm} Reihenpflastersteinen etwa 1,3 bis 1,8^{cbm}.

Der Materialbedarf ist natürlich nach der Güte der Bearbeitung sehr verschieden und soll bei den besten Pflastersteinen bis auf 3^{cbm} roher Bruchsteine steigen.

J. Die Pflasterbahnen aus künstlichen Steinen.

1. Die Klinkerbahnen.

Das Material.¹⁾ Die Klinker unterscheiden sich von den gewöhnlichen Backsteinen dadurch, dass sie bis zum Sintern gebrannt und deshalb fester und wetterbeständiger sind. Sie sollen regelmässige Form zeigen und weder Blasen noch Risse haben; auch sollen sie nicht verglast sein. Mit dem Hammer geschlagen müssen sie einen hellen, metallischen Klang geben.

Zur Herstellung der Klinker eignet sich eisenoxydhaltiger und kalkhaltiger Thon, weil solches Material leichter zum Sintern gelangt. Der Kalk darf jedoch nur in ganz fein zertheiltem Zustande vorkommen, weil sich sonst Knollen von kaustischem Kalk bilden, welche nach der Verwendung Wasser ansaugen und den Stein sprengen. Ist Eisenoxyd in zu großer Menge vorhanden, so wird der Stein schlackenartig und spröde. Auch glimmerhaltiger Thon sintert leicht.

Man hat gelbe, rothe, bläulich-rothe und blaue Klinker. Die aus Klaierde und Sand hergestellten Steine (Holländische) haben gelbe Farbe, Klinker aus Thonerde und Kieselerde (Oldenburger) sind blauroth; letztere bewähren sich zum Strafsenbau am besten.

Bei fettem Thon geht die Verdunstung des Wassers im Innern beim Brennen langsamer vor sich, als an der Oberfläche und es entstehen deshalb trotz des starken Zusammenhanges der Massentheilen leicht Verwerfungen und Risse. Kurze Thone trocknen zwar wegen ihrer Undichtigkeit schneller aus; doch ist der Zusammenhang der Massentheilen bei denselben so gering, dass schon schwache innere Spannungen Risse hervor bringen. Zu fette Thone müssen deshalb durch Beimengung körniger Substanzen (scharfer Sand oder gemahlene Steine) magerer, zu kurze Thone durch Schlämmen fetter gemacht werden. Feste Körper — erhärtete Thonstückchen oder Steine — von mehr als Erbsengröße dürfen nicht vorkommen, weil sie Ungleichmässigkeit im Schwinden verursachen. Oft genügt es zur Zerpressung der größeren Beimengungen schon, dass man den Thon durch enge Walzen hindurch gehen lässt.

Zur Verarbeitung des Thones dienen, wenn das Treten und Schlagen nicht ausreicht, durch Pferde bewegte Räderwerke,²⁾ die bekannten, mit schraubenförmig gestellten Messern versehenen, oft mit Dampf betriebenen Thonschneider, oder die in Mittel- und Süddeutschland viel verwandten Thonwalzen-Mühlen. Letztere bestehen aus 2 gusseisernen wagrecht und im Abstände von 3—4 mm von einander gelagerten Walzen, welche durch Vorgelege mit ungleicher Geschwindigkeit bewegt werden; über denselben befindet sich ein Trichter zum Einwerfen des Thones.

Das Formen der Klinker geschieht mittels Hand- oder Maschinenarbeit. Die Hauptschwierigkeit bei der Klinkerfabrikation liegt im Brennen. Man muss die Hitze langsam steigern, damit die Steine durch und durch möglichst gleichmässig gebrannt werden. Die Glut muss gemässigt werden, sobald die Sinterung eben beginnt, damit kein Schmelzen stattfindet, wobei die regelmässige Form des Steines verloren gehen würde. Zwischen dem Anfange der Sinterung und dem Schmelzen liegt sowohl dem Hitzegrade als der Zeit nach

¹⁾ Osthoff, Die Klinker und die Klinkerstraßen, u. R. Neumann, Ueber den Backstein, Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 540.

²⁾ Hausinger v. Waldegg, Die Ziegelfabrikation 3. Aufl. S. 60.

ein Zwischenraum, dessen GröÙe von der Zusammensetzung des Thones abhängig ist; je gröÙer derselbe ist desto leichter gelingt der Brand.

Die Abmessungen der Klinker sind je nach dem Herstellungsort verschieden; sie haben etwa 18—23 cm Länge, 10—11 cm Breite und 4,5—5,5 cm Dicke. Die holländischen Klinker haben die kleinsten, die oldenburgischen die gröÙsten Abmessungen.

Ein sicheres Urtheil über die Güte der Klinker ist durch Anlegung von Versuchsstreifen leicht zu gewinnen. Eine gröÙere Zahl von Klinkern wird zu diesem Zwecke gewogen, in einer StraÙe verlegt, nach einer bestimmten Zeit wieder heraus genommen und nochmals gewogen; der Gewichtsverlust bietet dann einen sicheren Maasstab zum Vergleiche mit anderen Klinkerarten.

Die Sandbettung. Die Bettung, welche nach den oben für Pflasterungen aus natürlichen Steinen angegebenen allgemeinen Vorschriften herzustellen ist, wird 30—40 cm stark angenommen und muss unter der ganzen Bahnbreite die gleiche Stärke erhalten.

Das Bettungsmaterial soll ganz frei von pflanzlichen Beimengungen sein und mit gröÙter Sorgfalt in den Pflasterkasten eingebracht werden. Es muss durch Walzen und Rammen (nöthigenfalls unter Benutzung von Wasser) gedichtet und mit einer eisenbeschlagenen Schablone abgezogen werden. Letztere wird auf Latten fortbewegt, welche auf den Bordsteinen oder der Läuferseite ruhen. Die Oberfläche muss so fest sein, dass bei der Herstellung des Pflasters keinerlei Aenderungen derselben eintreten.

Das Setzen der Klinker. Zu beiden Seiten der Steinbahn werden zuerst entweder 2 Läuferreihen — die Saumsteine — oder auch Bordsteine aus plattenförmig brechendem natürlichen Gestein in gutem Verbande versetzt. Dazwischen setzt man die Klinker reihenweise, rechtwinklig gegen die StraÙen.

Fig. 93 a.

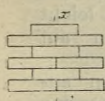


Fig. 93 b.

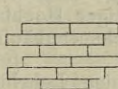


Fig. 94.



Fig. 95.

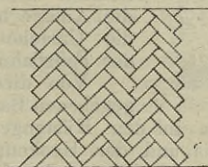
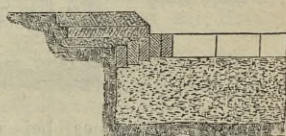


Fig. 96.



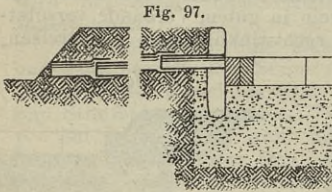
richtung auf die schmale Langseite (also $\frac{1}{2}$ Stein stark) von den Seiten aus beginnend. Die ersten Reihen werden, um die vorgeschriebene Wölblinie genau einzuhalten, nach der Schablone gesetzt, die ferneren mit Hilfe kleiner parallel zur Bahnaxe gelegter Richtscheite. Die Schablone wird zur Kontrolle nachgezogen. Es ist genau darauf zu achten, dass die Steine im Verband stehen. Derselbe wurde früher allgemein — wie bei $\frac{1}{2}$ Stein starken Wänden — so angeordnet, dass die Stofsugen jeder Schicht auf die Mitte der Klinker der Nachbarschicht trafen, Fig. 93 a. Bei fortschreitender Abnutzung führt diese Anordnung leicht dazu, dass die Klinker (Linie x—x) in der Mitte brechen und der Verband gestört wird. Man hat deshalb neuerdings mit gutem Erfolge den Verband so gewählt, dass die Stofsugen jeder folgenden Schicht nur um $\frac{1}{3}$ Stein gegen die Fugen der vorhergehenden verschoben werden, Fig. 93 b. Um die Stofsugen möglichst eng zu erhalten, wird, nachdem eine längere Strecke versetzt ist, jede einzelne Reihe von der für den Schlussstein bestimmten Oeffnung aus unter Vorhalten eines Brettchens mit dem Hammer fest zusammen getrieben; erst dann wird der Schlussstein eingesetzt. Ein Abrammen der Klinkerbahnen findet nicht statt, sondern nur ein mehrmaliges Einschwemmen, wobei indessen das Aufweichen des Untergrundes vermieden werden muss. Etwa hervor tretende einzelne Steine werden mit einer leichten Holzramme nachgerammt, zu tief stehende Steine mit dem Schlüssel, Fig. 94, heraus gehoben und in die richtige Lage gebracht. Dann wird reiner Sand in dünnen Lagen aufgebracht, besprengt und mit stumpfen Besen so lange gekehrt, bis die Fugen vollständig gefüllt sind.

Abweichend von diesem Verfahren hat man in neuester Zeit (z. B. in Schleswig-Holstein und in Moorburg bei Hamburg) die Dichtung von Klinkerbahnen durch Walzen mit einer Chausseevalze ausgeführt; die so hergestellten Strafsen scheinen sich gut zu halten. An Ueberlaufstellen oder stark benutzten Wegeübergängen sind sogen. Stromlagen oder Flechtgewebe, Fig. 95, zu bilden.

In starken Krümmungen wendet man dieselbe Verlegungsweise an; oder man legt, damit die Wagenräder möglichst normal über die Hauptfugen fortgehen, Keilstücke ein. Vorzuziehen ist jedoch an solchen Stellen eine Pflasterung aus natürlichen Steinen.

Die fertige Decke muss mit einer etwa 1,0 cm — nach älteren Vorschriften bis 5 cm — starken Sandschicht bedeckt werden, damit die Fugen stets gefüllt bleiben und die Abnutzung der Steine durch das Aufschlagen der Hufe der Zugthiere verringert wird. Statt des Sandes kann auch feiner, etwas thonhaltiger Kies verwandt werden, welcher jedoch Steinstückchen von mehr als etwa Linsengröße nicht enthalten darf, weil solche unter dem Druck der Wagenräder die Klinker beschädigen würden.

Die Hochbord-Anlagen. Das Fortschwemmen der Deckschicht durch Wasser und das Forttreiben derselben durch den Wind sucht man durch die Herstellung von Hochborden zu verhindern. Fig. 96 stellt einen aus 3 Klinker reihen gebildeten Bord dar, über welchem das erhöhte Bankett aus Rasenplacken hergestellt ist. Besser ist das in Fig. 97 dargestellte Verfahren, bei welchem der Hochbord aus natürlichen Steinen in bekannter Weise hergestellt wird. Die erforderlichen Wasserableitungsröhren pflegt man bei wagrechten



Strecken in etwa 50 m Abstand zu legen; zur Dichtung der Einführungsstellen in die Bordsteine wendet man am besten ein etwas elastisches Material an, wie Asphalt oder Mastix. Hinzu gefügt mag werden, dass die Anlage beiderseitiger Hochborde leicht die Ursache von Schneeanhäufungen auf der Fahrbahn wird.

Von dieser in den Lehrbüchern angegebenen Bauweise weicht man in neuester Zeit ab. Weil es bei den in den Küstengegenden herrschenden starken Winden trotz des Hochbords und der Heckenpflanzung meistens unmöglich ist, die vorschriftsmäßige Sanddecke auf der Klinkerbahn zu erhalten, hat man im Interesse der besseren Abwässerung angefangen, die Hochborde zu beseitigen und die Klinkerbahnen möglichst sorgfältig in derselben Weise wie die Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen und die Steinschlagbahnen zu übersanden. Es mag noch erwähnt werden, dass neben den durch trockene, ebene Oberfläche ausgezeichneten Klinkerbahnen die Hochborde fast niemals von Fußgängern benutzt werden.

Der Materialbedarf. Für 1 qm Fahrbahnpflaster sind je nach der Größe der Steine 75 bis 100 Stück (einschl. für Bruch), von den in Norddeutschland am meisten verwandten Oldenburger Klinkern 82—84 erforderlich.

Die Herstellung von Fußwegpflaster aus einer Klinker-Flachsicht, welches vielfach mit bestem Erfolg angewandt ist, erfordert etwa 40 Stück für 1 qm.

2. Künstliche Pflastersteine anderer Art.

In neuerer Zeit sind vielfach aus Hochofenschlacken — vergl. S. 186, Steinschlagbahnen aus Hochofenschlacken — Pflastersteine hergestellt und zwar entweder wie bei natürlichen Gesteinen aus den Schlackenklumpen durch Bearbeitung mit dem Hammer oder durch Eingießen der noch flüssigen Masse in Formen. Erstere Art bewährt sich bei der Billigkeit des Rohmaterials gut, obgleich bei dem Behauen sehr viel Abfall erfolgt, der indessen zu Steinschlag verbraucht werden kann. Für die Herstellung des Pflasters gelten alle für die Pflasterung aus natürlichen Steinen gegebenen Regeln.

Zur Anfertigung gegossener Steine, welche unter Sanddecke langsam erkalten müssen (getempert werden), eignen sich nicht alle Schlacken, da die

Gussstücke leicht spröde und rissig werden. Auf den Kupferhütten der Mansfeld'schen Gewerkschaft werden Würfelsteine (16^{cm} Kante), Platten und Bordsteine gegossen, welche in der Provinz Sachsen ausgedehnteste Verwendung finden. Das Pflaster wird gewalzt, nicht gerammt. Die Schlacken sind sehr fest und dauerhaft, werden indessen glatt, so dass man die Kanten der gegossenen Steine brechen muss, um den Pferden mehr Halt zu geben.

Eisenklinker (Iron bricks, Blue bricks) werden durch Brennen des Thons bis zur Sinterung hergestellt, wobei zerkleinerte Schlacke als Flussmittel dient. Sie werden zur Fahrbahnbefestigung für leichten Verkehr verwandt, wie gewöhnliche Klinker. Für schweren Verkehr sind sie zu spröde und deshalb ungeeignet; meistens dienen sie zur Befestigung der Fußwege. Sie sind für städtische Straßen von einiger Bedeutung; im Landstraßenbau aber dürfte die Verwendung bislang nur ausnahmsweise vorgekommen sein.

ε. Die Steinschlagbahnen.

1. Das Steinmaterial.

Zur Herstellung der Steinschlagbahnen müssen Gesteine von nicht zu geringer Festigkeit verwandt werden, weil der Materialverbrauch ein unverhältnismäßig großer ist, wenn die Zerstörung der an der Oberfläche befindlichen Steinbrocken nicht mehr durch allmähliches Abschleifen, sondern durch Zerdrücken erfolgt.

Die Festigkeit des Materials ist bei Steinschlagbahnen von weit größerer Bedeutung, als bei Pflasterungen, weil ein Pflasterstein mittelguter Art bei der Größe seiner Oberfläche dem Druck der Räder noch hinreichenden Widerstand leisten kann, während ein Brocken desselben Materials in einer Steinschlagbahn schon zermalmt werden würde.

Gesteine, welche würfelförmigen, körnigen Steinschlag liefern, sind den spröden Materialien, welche beim Zerschlagen splintern, vorzuziehen. Sehr spröde Gesteine, wie z. B. Feuersteine, auch einige Kalksteine, sind zur Herstellung der Decken ganz unbrauchbar.

Steinarten, welche einen klebrigen, zähen Schlamm bilden, sind zur Verwendung — besonders in feuchter Lage — wegen des Aufwickelns durch die Räder nicht zu empfehlen. Der Steinschlag soll aber ebenso wenig bei der Abnutzung zu sandigem Staube zergehen, sondern eine kittende, erhärtende Masse liefern, welche die Oeffnungen zwischen den Steinschlag-Stückchen verschließt.

Man kann etwa folgende Klassen von Steinschlagmaterial unterscheiden:

1. fest und gut bindend: Basalt, Porphy, Granit, Urkalk u. dgl.,
2. fest und mager: Gabbro, Grünstein, Syenit, Hornblende, Quarzfelz, Grauwacke, Keupersandstein und ähnliche Gesteine,
3. weniger fest und gut bindend: Muschelkalk und ähnliche Kalksteine,
4. weniger fest und mager: Buntsandstein und andere lose Sandsteine.

Wenn Gesteine von ungleicher Güte zur Verfügung stehen, so muss das beste zur Herstellung der Decke, das schlechtere für den Unterbau verwandt werden. Die Mischung verschiedener Materialien ist ganz unzulässig, weil sie eine ungleichartige Abnutzung zur Folge haben würde; es ist vielmehr auf möglichste Gleichartigkeit, besonders des Deckmaterials, das größte Gewicht zu legen.

2. Die Herstellung des Steinschlags.

Der Steinschlag soll in den später anzugebenden Korngrößen so hergestellt werden, dass die einzelnen Stücke möglichst von gleicher Stärke sind und sich der Würfelform nähern. Platte, splinterige Stücke sind, ebenso wie Grus, möglichst zu vermeiden, da das Tragvermögen des einzelnen Stückes abnimmt, je mehr die Form sich von der Regelmäßigkeit des Würfels entfernt. Niemals soll der Steinschlag feiner hergestellt werden, als die erforderliche Bindung und Glättung der Bahn durchaus nöthig macht, weil er der Abnutzung um so mehr ausgesetzt ist, je kleiner das Korn ist. Durch allmähliche Abnutzung nimmt die Widerstandsfähigkeit der einzelnen Brocken immer mehr ab, bis zuletzt Zerdrückung erfolgt.

Die Herstellung des Steinschlags geschieht meistens durch Handarbeit und zwar entweder durch kurzstiellige Hämmer von 3—4 kg Gewicht, mittelst welcher der Arbeiter in sitzender Stellung (mit einer Hand) das Steinmaterial auf einem größeren Stein — dem Ambos — zerkleinert, oder durch langstiellige, etwa 0,5 kg schwere Schwunghämmer, welche mit beiden Händen von dem — stehenden — Arbeiter geführt werden. Die Ansichten darüber, welche Art der Zerkleinerung den Vorzug verdient, sind getheilt. Mit dem Schwunghammer soll eine größere Arbeitsleistung erreichbar sein, während der auf dem Ambos hergestellte Steinschlag für gleichmäßiger und besser gilt.

Gegen die bedeutend billigere Herstellung des Steinschlages durch Maschinen¹⁾ werden mancherlei Bedenken²⁾ geltend gemacht.

Fig. 98.

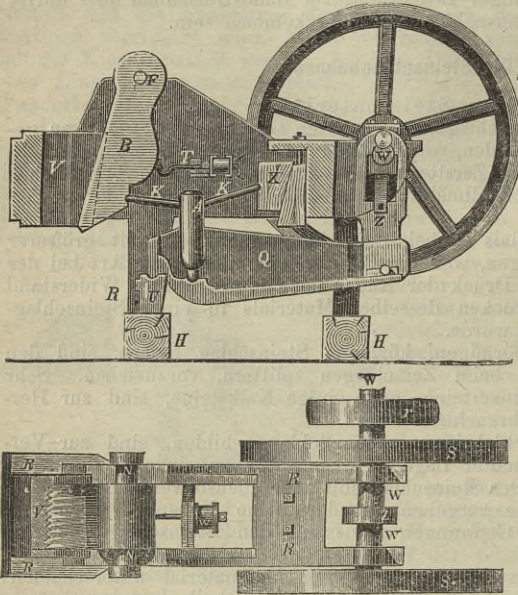
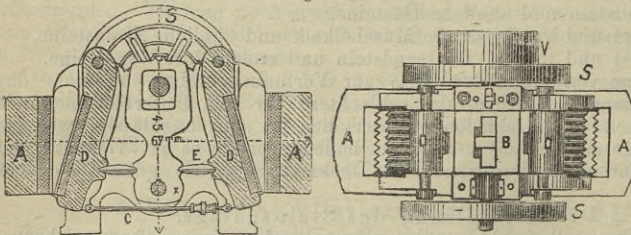


Fig. 99.



Steinbrechmaschinen werden also immer nur für größere Betriebe in Frage kommen; die Zerkleinerung der geringen, in vereinzelt, kleinen Brüchen gewonnenen Materialmengen muss stets mittelst Handarbeit geschehen.

Von den Quetschwerken verschiedener Konstruktion haben besonders die Blake'schen sich Geltung verschafft.

Die Blake'sche Patent-Steinbrechmaschine in ihrer ersten Form zeigt

¹⁾ Deutsche Bauztg. 1872, S. 221, und 1876—1879.

²⁾ Ahlburg, Der Strafsenbau, S. 122, u. v. Kaveu, S. 232, Anmerkung.

gegenüber dadurch im Nachtheil, dass sie eine zu große Menge splitteriger Stücke liefert. Dann ist zu untersuchen, ob die bei der Herstellung des Steinschlages durch Maschinen eintretende Entwerthung des Materials geringer oder größer ist, als die der Handarbeit gegenüber erzielte Kostenersparnis.

Selbstverständlich kann die Aufstellung von Steinbrechmaschinen nur an solchen Stellen lohnen, wo dieselben ohne nennenswerthe Unterbrechungen im Betriebe gehalten werden können und wo aus dem Transporte des Gesteins vom Steinbruche zur Maschine erhebliche Kosten nicht erwachsen. Die

Fig. 98. Dieselbe, mit 2 schweren Schwungrädern *S* versehen, wird durch eine Riemenscheibe *r* getrieben. Durch eine kurze Kurbel wird von der Welle *W* aus ein Hebel *Q* gehoben und gesenkt und dadurch mit Hilfe der Kniehebel *KK* der um die Achse *F* bewegliche Backen *B* dem festen Einsatze *V* genähert und später durch die Feder *T* wieder zurückgezogen. Die Weite des sogen. Brechmauls, von welcher die Größe des fertigen Steinschlags abhängt, kann durch den Keil *x* geregelt werden. Die Schwingung des beweglichen Backens *B* beträgt nur 6 mm, die Maschine macht gewöhnlich 200 Umdrehungen in der Minute.

Auf demselben Prinzip beruht die in Fig. 99 dargestellte doppelt wirkende Steinbrechmaschine. Auch hier befindet sich auf der Triebwelle ein Excenter, das zum Heben und Senken einer Stange dient, durch welche Bewegung die Brechbacken *D* in schwingende Bewegung gesetzt werden, derartig, dass dieselben zwei in einem kastenförmigen Gestell *A* fest gelagerten Backen sich nähern, bezw. sich von ihnen entfernen. Die Backen sind mit Riffelung versehen und bestehen aus Hartguss oder Stahl; die Korngröße des Materials richtet sich theils nach der besonderen Beschaffenheit der Riffelung, theils auch nach der Maulweite, welche die Brechbacken lassen; diese Weite ist durch eine auf Verlängerung oder Verkürzung eingerichtete Stange *C* regelbar; für Strafsenbau-Material schwankt die Weite etwa zwischen 3 und 4 cm. Die Betriebskraft der Maschinen wird zu 4 bis 8 Pfdkr. gewählt und werden mit 1 Pfdkr. in 1 Stunde, je nach Struktur und Härte des Gesteins, von 0,25 bis 1 cbm Material zerbrochen (die geringste Menge etwa bei Basalt und Granit, die grösste bei Sandstein und Kalkstein). — Für Decklagen ist nur ein verhältnissmäßig geringer Theil des zerbrochenen Materials unmittelbar verwendbar, der übrige Theil bedarf, sofern nicht eine Verwendung zu Packlagen oder im Unterbau stattfindet, des Nachschlagens mit der Hand. Es empfiehlt sich, mit der Maschine eine sich drehende, geneigt zu lagernde Trommel unmittelbar zu verbinden, die aus einem Eisen-Zylinder mit durchlochter Wandung besteht; die Lochweite nimmt vom obern bis zum untern Zylinder-Ende hin in 3 bis 4 Abstufungen zu.

Das zerkleinerte Material fällt aus dem Brechmaul in die Trommel und wird nach der Größe gesondert; die des Nachschlagens bedürftigen Steinbrocken rollen am unteren Ende der Trommel heraus.

Im Jahre 1861 wurde mit einer von Ellis und Everard in Leicester eingerichteten Maschine¹⁾ ein Versuch angestellt; dabei ergaben sich aus dem zerkleinerten Gestein 75 0/0 Strafsenschotter, 15 0/0 grober und 8,8 0/0 feiner Abfall, 0,6 0/0 Staub und 0,6 0/0 Verlust.

Ausführliche Angaben über Steinzerkleinerung mit Maschinen macht Leibbrand²⁾ (Beschreibung des staatlichen Basaltwerks Urach in Württemberg). Aus dem Basaltbruche Eisenrüttel bei Urach wurden 1866, nachdem nach etwa einjährigem Betriebe die minderwerthigen Schichten abgearbeitet waren, Probestücke von 55 × 55 mm Grundfläche und 60 mm Höhe entnommen, welche trocken (3 Proben) im Mittel 2300 kg, nass (3 Proben) 2041 kg Druckfestigkeit zeigten. Die Abnutzung, nach Bauschingers Verfahren bestimmt, betrug bei 30 kg Belastung, 50 cm Abstand von der Drehachse und bei 20 gr Schmirgel (Naxos Nr. 3) auf je 10 Umdrehungen der Scheibe trocken: im Mittel 6,5 g, nass: 18,5 g. Das spez. Gewicht ist zu 3,1 ermittelt. Das dort gewonnene Material wird mit Fuhrwerken auf etwa 5 km Entfernung nach der Steinquetscherei in Georgenau geführt, wo zum Maschinenbetrieb Wasserkraft zur Verfügung steht. Das Brechmaul hat 400 zu 250 mm obere Weite; die Verzahnung der Brechbacken ist 20 mm hoch. Die Dauer beträgt im Mittel 30 Tage für den festen, 56 Tage für den beweglichen Brechbacken und reicht zur Zerkleinerung von 800 und 1500 cbm Basalt aus. Die Rückwärtsbewegung der Brechschwinde erfolgt mittelst einer durch 5 Gummischeiden angezogenen Stange. Der Steinbrecher arbeitet mit etwa 180 Umdrehungen des Excenters in der Minute; das Gewicht desselben beträgt 4,5 t. Die Gesamtkosten beliefen sich auf 1780 M. Die Steine

¹⁾ Ahlburg, Strafsenbau, S. 120.

²⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1889.

werden, um die Staubbildung zu verringern, im Brechmaul angenässt. Der Basalt wird schon im Bruche in Brocken von nicht über 10 kg zerkleinert. Das zerquetschte Gestein fällt in die mit 8,7% Steigung aufgehängte 4,25 m lange Sortirtrommel, welche 13 Umdrehungen in 1 Min. macht. Der Mantel welcher früher aus durchlochem Blech hergestellt war, wird jetzt durch Stahl-drahtgeflecht von 10, 17, 45 u. 60 mm Maschenweite gebildet. Das feine Geflecht bleibt etwa 7 Monate (4000 cbm Schotter) brauchbar, das nächste 9 Monate, die beiden größeren etwa 18 Monate. Die 10 mm weiten Maschen liefern Kutter (Grus) und Abfall, 17 mm Feinschotter, 45 mm Normalschotter, 60 mm Grobschotter. Noch größere Steine rollen am unteren Ende der Trommel heraus und bedürfen weiterer Zerkleinerung. Probewägungen haben ergeben, dass 1 cbm Bruchsteine 1800 kg wiegt (58% festes Gestein, 42% Hohlräume), Grobschotter 1700 kg (45% Hohlräume), Normalschotter 1650 kg (47% Hohlräume), Feinschotter 1500 kg (52% Hohlräume), Kutter 1450 kg (53% Hohlräume).

Die Trichter, welche das einfallende Material in die untergestellten Rollwagen leiten, können mit Blechschiebern geschlossen werden.

Der Kutter, welcher zu viel Lehmtheile enthält, wird ausgewaschen und dann gern zu Zement- und Betonarbeiten, sowie zur Befestigung von Gartenwegen benutzt.

Die Arbeiter werden in der Steinquetscherei in Tagelohn beschäftigt; 1 Mann genügt zum Einwerfen der Steine ins Brechmaul; 1 Mann besorgt das Reinigen und Schmierien der Triebwerke; 3 Mann führen Schotter und Kutter von der Sortirtrommel ab.

Die Zerkleinerungskosten ausschließlich der Geschäftsleitung und Unterhaltung der Gebäude betragen für 1 cbm Schotter 1886 etwa 140 Pf., 1887 und 1888 etwa 120 Pf.

An Schotter wurde hergestellt:	1886	1887	1888
Im ganzen	4820 cbm	7430 cbm	7508 cbm
Davon entfallen auf:			
Grobschotter	29 0/0	31 0/0	18 0/0
Normalschotter	58 0/0	59 0/0	69 0/0
Feinschotter	13 0/0	10 0/0	13 0/0
Außerdem Kutter	10 0/0	15 0/0	18 0/0

Der Steinbrecher allein erfordert bei voller Arbeit und einer Leistung von 2,2 cbm Schotter in 1 Stunde 5,4 Pfdkr. und die Kraftübertragung 2,3 Pfdkr.; im ganzen also 7,7 Pfdkr.

In Vormberg bei Sinzheim in Baden hat die Oberdirektion für Wasser- und Strafsenbau seit 1877 eine Steinzerkleinerungs-Maschine im Betriebe, welche Porphyrbreccie von 1518 kg Festigkeit verarbeitet. Der Steinbrecher hat 600 auf 250 mm Maulgröße, arbeitet mit 220 bis 250 Umdrehungen der Excenter-Welle in 1 Minnte und hat 5600 M. gekostet. Die Sortirtrommel, deren Mantel aus Gussstahlblech besteht, macht 25 Umdrehungen; die Lochweiten sind 20 und 50 mm. Die tägliche Arbeitsleistung beläuft sich auf 50 bis 60 cbm täglich und die Zerkleinerungskosten betragen durchschnittlich 1,36 M. für 1 cbm. Der Abfall an Grus beträgt 15 bis 20%. Die Betriebskraft wird von einer 10 pferd. Lokomobile geliefert.

In dem Basaltwerke Triebendorf in Bayern wird das gewonnene Gestein theils mit Maschinen, theils in etwa 100 kleinen Schutzhütten mit der Hand zerkleinert; es arbeiten dort Männer, Weiber und Kinder besonders im Winter, wenn es an anderer Arbeit fehlt.

Die beiden Steinbrechmaschinen sind von Brinck & Hübner in Mannheim für 1700 M. und vom Grusonwerke in Bukau für 1900 Mk. geliefert. Beide werden zusammen von einer 12 pferdigen Dampfmaschine betrieben und arbeiten mit 200 Umdrehungen; die Brechmaul-Weiten sind 400 zu 250 mm und 430 zu 250 mm. Die Brechbacken werden von Pelissier in Hanau bezogen; die Zähne sind 40 mm breit, 20 mm hoch, die Schneide rechtwinklig; die Dauer kann zu 70 Tagen angenommen werden. Die Sortirtrommel, welche beiden Steinbrechern dient, ist kegelförmig, hat Lochweiten von 17, 35 und 45 mm und macht 12 Umdrehungen in 1 Min. Jeder Steinbrecher erzeugt in 1 Stunde

1,25 bis 1,50 cbm Schotter. Im Mittel werden 7% Grobschotter, 29% Normal-schotter, 35% Feinschotter und 20% Kutter gewonnen. Die Gesamtausbeute des Werks beläuft sich auf 20000 bis 25000 cbm jährlich.

Das Basaltwerk Steinmühl in Bayern hat im Jahre 1881 zwei Steinbrechmaschinen nach dem Blake-Marsden'schen Systeme hergestellt, welche mit einer 30 pferd. Dampfmaschine betrieben werden und mit 320 Umdrehungen arbeiten; sie kosten je 5300 M. Die Brechmaulweite ist 500 zu 200 mm; es sind je zwei Brechplatten mit verschiedenen großen Zähnen (50 mm zu 25 und 40 zu 20 mm) über einander angeordnet. Zum Sortiren dient je ein Paar Trommeln; die kürzeren mit 50 mm weiten Löchern sondern nur die groben Steine ab; die längeren, tiefer liegenden sind mit Oeffnungen von 17, 30, 35 und 50 mm Weite versehen und machen nur 7 Umdrehungen in 1 Minute. Jeder Steinbrecher erzeugt trotz der großen Betriebskraft nur 2 cbm Steinschlag in 1 Stunde; der Kutter beträgt 22% des verarbeiteten Gesteins.

Die Maschinen liefern jährlich 15000 cbm Schotter und außerdem werden noch beträchtliche Steinmengen mit der Hand zerkleinert, wofür ein Arbeitslohn von 4 bis 5 M. für 1 cbm bezahlt wird. Der dort gewonnene Besalt hat aber auch außergewöhnlich große Festigkeit.¹⁾

3. Das Verbauen des Steinschlags.

Das Einbringen oder Verbauen des Steinschlags zum Unterbau wie zur Decke darf erst geschehen, nachdem derselbe sorgfältig gesiebt ist.²⁾ Das Sieben, welches gewöhnlich mittelst flach geneigter Doppelsiebe geschieht, dient

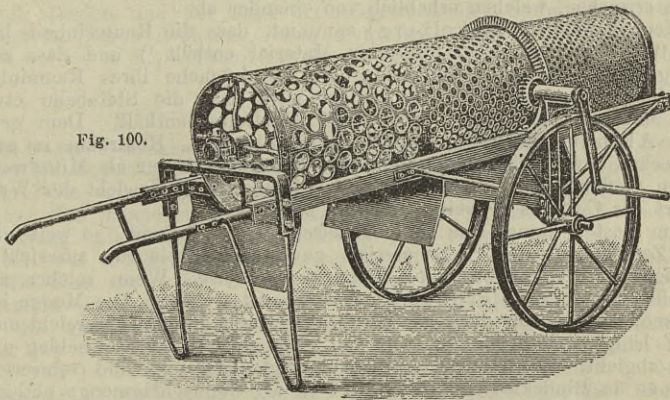


Fig. 100.

besonders dazu, den Steinschlag nach der Korngröße zu sortiren, da es außerordentlich wichtig ist, in denselben Schichten der Steinbahn Stücke von möglichst gleicher Größe zu haben, weil nur so Gleichmäßigkeit der Abnutzung statt finden kann. Der gröbere Steinschlag wird über dem Grundbau, bezw. zum Grundbau, der feinere an der Oberfläche der Bahn verbraucht.

Gut bewährt hat sich die in Fig. 100 dargestellte Siebtrommel, welche in den Provinzen Sachsen und Hannover vielfach Verwendung findet. Der Steinschlag wird am oberen Ende der schräg stehenden Trommel von 2,2 m Länge und 50 cm Durchm. eingeschauftelt und durch Löcher von 25, 38 und 70 mm in 3 Sorten geschieden. Die zu großen, am offenen Ende der Trommel heraus fallenden Stücke müssen nachgeschlagen werden. Mit Hilfe dieser Maschine können durch 3 Mann (2 Mann zum Einschaufteln, 1 Mann zum Drehen) täglich 17 bis 18 cbm Steinschlag sortirt werden, wonach die Kosten sich berechnen lassen.

Um den Steinschlag beim Verbauen von Schmutz zu reinigen, und be-

¹⁾ Noch weitere Angaben über Steinbrechmaschinen siehe Osthoff, Wege und Straßensbau, S. 269 ff. und Krüger, Handbuch des Straßensbaues, S. 139 ff.

sonders um das Mitnehmen von Erde zu verhindern, wird derselbe in Schüttgefäße (Mollen) geharkt (welche zweckmäßig aus, zwischen Stirnbrettern angebrachten Eisenstäben herzustellen sind), tüchtig geschüttelt, und dann erst in den Erdkasten geworfen.

4. Das Bindematerial (Füllmaterial).

Diejenigen Steinbahnen sind die dauerhaftesten und besten, welche die geringste Menge im Wasser löslicher Schlammtheile enthalten, weil sie am wenigsten der Gefahr des Erweichens bei nasser Witterung ausgesetzt sind. Mac Adam versuchte solche Bahnen herzustellen, indem er möglichst reinen Steinschlag ohne jedes Binde- oder Füllmaterial verwenden ließ. Nach seiner Absicht sollten die zwischen den einzelnen Steinbrocken vorhandenen Hohlräume sich unter dem Drucke der Räder allmählig mit abspringenden Steinsplittern und Steingrus füllen, so dass der Steinbahnkörper endlich aus reinem Steinmaterial ohne fremde Beimengung bestände. Seine Erwartung bestätigte sich aber nicht; denn die Hohlräume füllten sich mit Schlamm aus. Man erkannte daraus die Nothwendigkeit, zur Ausfüllung derselben möglichst frühzeitig im Wasser unlösliches „Bindematerial“ oder richtiger „Füllmaterial“ zu benutzen. Diese Nothwendigkeit bleibt auch bestehen, nachdem die Walzung des Steinschlags eingeführt und dadurch eine stärkere Zusammenpressung der Steinbrocken ermöglicht ist. Denn selbst nach kräftigster Walzung verbleiben noch beträchtliche Hohlräume, deren weitere Verminderung unterlassen werden muss, weil sie nur durch Zerdrückung zu vieler Steinbrocken zu erreichen wäre.

Die Angaben über den Prozentsatz, welchen die Hohlräume in festen Steinbahnen erreichen, weichen erheblich von einander ab.

Wenn man (nach Bokelberg) annimmt, dass die Raumeinheit lose aufgeschütteten Steinschlags 0,50 festes Material enthält,¹⁾ und dass zur Herstellung einer gedichteten Steinschlagbahn das 1,5fache ihres Rauminhalts an Steinschlag verbraucht wird, so ergibt sich, dass die Steinbahn etwa 0,75 festes Material und immer noch 0,25 Hohlraum enthält. Dem gegenüber nimmt Ahlborg nur 16% bis 20%, Laissle 20% Hohlraum in gewalzten Steindecken an. Selbstverständlich sind diese Ziffern nur als Mittelwerthe anzusehen, welche nach der Dauer der Walzung, dem Gewicht der Walze und der Art des Gesteins in weiten Grenzen schwanken.

Am besten eignet sich zum Schließen der Hohlräume, so weit nicht der beim Zerschlagen des Steinmaterials gewonnene Steingrus ausreicht, eisen-schüssiger Kies von Erbsen- bis Bohnenkorn-Größe. Wenn solcher nicht zu beschaffen ist, so kann grober Sand verwendet werden. Die Menge ist so zu bemessen, dass sie nur eben zur Ausfüllung der Hohlräume ausreicht und dieser Bedarf hängt mit davon ab, wie viel Steinsplitter der Steinschlag unter der Walze abgiebt. Bei weicherem, gut bindendem Gestein und schwerer Walze wird man an Bindekies etwa 6% bis 8% der Steinschlagmenge nöthig haben, bei magerem, festem Gestein bis zu 15%. In Württemberg sind bei Anwendung der Dampfwalzen erfahrungsmäßig im Durchschnitt 10% der Steinschlagmenge erforderlich.

Mit der Aufbringung des Bindematerials darf keinesfalls begonnen werden bevor der Steinschlag unter der Walze hinreichend eng zusammen gepresst ist. Denn die innere Festigkeit der Bahn beruht darauf, dass die scharfkantigen Steinbrocken durch Ineinanderklemmen und feste Berührung zu einem zusammenhängenden Körper werden.

Dringend zu warnen ist vor der Anwendung erdiger Bindemittel. Dieselben geben zwar den Steinbahnen rasch ein besonders gutes Aussehen, verringern aber die Dauerhaftigkeit, und zwar um so mehr, je weicher und fetter das Gestein ist. Zu den unzulässigen Bindemitteln gehören lehmiger Kies, lehmiger Sand und Strafsenschlamm.

5. Die Kantensteine.

Zur festen Abgrenzung der Steinschlagbahn gegen den Sommerweg und Fußweg, zur Verhinderung einer Vermischung des Erdreichs mit den Stein-

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit.- und Ingen.-Ver., 1856, S. 225.

stücken, sowie zur sicheren Bezeichnung der Höhenlage der Bahn bei Ausbesserungen sollen die Kanten- oder Bordsteine dienen. Nach der hannoverschen Anweisung sollen sie aus gutem Material hergestellt und mindestens so hoch sein, dass sie von der Oberkante der Steinbahn bis auf die Sohle des Erdkastens — besser 10 cm tiefer — hinab reichen; ihre Stärke darf höchstens 15 cm betragen. Sie müssen von möglichst regelmäßiger Form sein und in den Stoszfugen schliessen. Es wird empfohlen, die glattere Seite nach innen zu setzen, weil dadurch das Walzen — besonders des Unterbaues — erleichtert wird; doch wird vielfach auch die glatte Seite nach aussen genommen. Auf Thon- und Lehm Boden sollen sie, wie Fig. 101 zeigt, in wasserdurchlässigem Material (Kies, Sand, Steinschüttung) versetzt werden, um das im höchsten Grade lästige Auffrieren zu vermeiden.

Da die Kantensteine, auch wenn sie gut versetzt sind, infolge der Abnutzung des Steinschlags oder bei schlechtem Zustande des Sommerweges leicht hervor treten und dann den Verkehr belästigen, zur Bildung einer Rinne in der Längsrichtung der Steinbahn Anlass geben und den Wasserabfluss nach den Seiten hindern, so hat man auch dieselben so tief gesetzt, dass sie vom Deckmaterial etwa 10 cm hoch überschüttet sind. Sie werden dann erst sichtbar, wenn die Steinbahn so weit abgenutzt ist, dass eine neue Ueberdeckung stattfinden muss.

Von anderer Seite wird empfohlen, die Kantensteine ganz wegzulassen, weil die aufgewandten Kosten nicht im richtigen Verhältniss zu dem erreichten Vortheil ständen und der Grad der Abnutzung der Steinbahnen auch ohne Kantensteine durch Aufhauen leicht festgestellt werden könne. Aus diesem Grunde werden z. B. in Braunschweig die Kantensteine der alten Strafsen beseitigt.

Fig. 101



6. Die Stärke der Steinschlagbahnen.

Die Gesamtstärke der Steinschlagbahnen richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes, der Güte des Steinmaterials und dem zu erwartenden Verkehr. Sie soll nach der preussischen Instruktion im Mittel 21 bis 28 cm betragen. Die hannoversche Anweisung schreibt an den Kantensteinen nach der Walzung mindestens 15 cm, höchstens 25 cm Stärke vor. Man pflegt mit Rücksicht auf die grössere Abnutzung durch den Verkehr der Steinbahn in der Mitte eine um 8 bis 10 cm grössere Stärke zu geben, als an den Seiten, und erreicht das dadurch, dass man die Sohle des Erdkastens flacher wölbt (bezw. mit geringerem Quergefälle anlegt), als die Strafsenoberfläche. Für Strafsen mit nur leichtem Verkehr kann man diese Stärken noch verringern. Herzbruch¹⁾ schlägt z. B. als mittlere Stärke solcher Steinbahnen bei lehmigem Untergrunde 20 cm, bei sandigem 15 cm vor. Je sorgfältiger die Unterhaltung geschehen soll, desto geringer darf die Stärke bemessen werden. In den Champs Elysées bei Paris soll bei sorgfältigster Unterhaltung eine Strafsen mit nur 10 cm Steinbahndicke sich gut gehalten haben; doch kann die Herstellung solcher Steinbahnen für die bei Landstrafsen gewöhnlichen Verhältnisse nicht empfohlen werden.

Ueber Wölbung und Quergefälle der Steinbahnen sowie über die in Anwendung kommenden Breiten vergl. S. 152 ff.

7. Der Packlager-Unterbau.

Aus dem althergebrachten Verfahren, den Steinbahnen einen Unterbau aus grossen flachen Steinen zu geben, vergl. S. 85, hat sich der Packlagenbau entwickelt. Die Stärke der „Packlage“ — oder des „Packlagers“ — ist in der preussischen Instruktion zu 12 cm angegeben. Nach der hannoverschen technischen Anweisung soll sie niemals höher sein als 15 cm und muss der Mächtigkeit des Steinbahnkörpers entsprechen. Die — am besten pyramidenförmigen — Steinstücke sollen etwa 10 cm Seitenlänge, nach Launhardt keinesfalls mehr

¹⁾ Herzbruch, Ueber Strafsenbau.

als 200 qcm Grundfläche haben. Sie werden hochkantig, in gutem Verbande auf die flache Unterseite in den fertigen Erdkasten gestellt, mit den Spitzen frei stehend, nicht lehnd. Die keilförmigen Zwischenräume in der Oberfläche der Packlage werden mit Zwickern ausgefüllt, diese mit Schwunghämmern angetrieben und gleichzeitig die etwa zu weit hervor tretenden Spitzen der Packlage abgeschlagen. Nicht gerade erforderlich, aber sehr erwünscht ist es, die Packlage zu walzen, und pflegt man dann vor der Walzung eine 5—7 cm starke Steinschlaglage, die „Mittellage“ oder „Mitteldecke“ aufzubringen; oft wird jedoch diese Mitteldecke ganz fortgelassen.

Der Packlagenbau hat den Zweck, dem Steinschlag eine sichere Unterlage zu geben, damit die kleinen Steinbrocken sich nicht in den Untergrund hinein arbeiten. Er war von größerer Bedeutung als jetzt, so lange es nicht üblich war, die Steinschüttung durch Walzung zu befestigen, sondern diese als lose bewegliche Masse dem Verkehr zu übergeben, und so lange auch die Strafsenunterhaltung in der Regel viel zu wünschen liefs. Damals würden die Wagenräder zu leicht in den Untergrund eingeschnitten haben, wenn sie nicht durch das Packlager eine sichere Unterstützung erhalten hätten. Dieser Vortheil des Packlagers fällt aber fort, wenn die Steinschlagdecke beim Neubau gewalzt und fernerweit so sorgfältig unterhalten wird, dass sie stets in ihrer Oberfläche glatt und fest bleibt und die Einflüsse des Verkehrs und der Witterung von der Unterlage fern hält.

Zu feste Unterlage der Steinbahn hat den großen Nachtheil, dass der Steinschlag über den am höchsten stehenden Steinen des Packlagers durch die Stöße der Fuhrwerke wie auf einem Ambos zerschlagen wird, während ein Steinschlagunterbau die Stöße elastisch vertheilt. Auch verbindet sich bei neuer Ueberdeckung, namentlich wenn nach gänzlicher Abnutzung der Decke die Köpfe der Packgesteine durch den Verkehr glatt geworden sind, der Steinschlag nur schlecht mit dem Unterbau. Ferner heben sich auf feuchtem Untergrunde, der das Auffrieren der Steine herbeiführt, die größeren Stücke der Packlage allmählich bis zur Oberfläche der Steinbahn und treten dann als sogen. Katzenköpfe hervor. Aus diesen Gründen wird der Packlagenbau immer mehr verlassen und Steinschlag-Unterbau verwendet. Die hannoversche technische Anweisung z. B. gestattet ein Packlager nur, wenn das zum Unterbau zu verwendende Material so weich ist, dass es bei der Zerkleinerung nicht hinreichend widerstandsfähig bleibt und wenn eine Kostenverminderung dadurch erreicht wird.

8. Der Steinschlag-Unterbau.

Aus der weiteren Entwicklung der Mac Adam'schen Bauweise (vgl. S. 86) geht die Herstellung des Unterbaues aus Steinschlag hervor. Der Steinschlag zum Unterbau soll bei festerem Material 5 cm, bei weicherem bis zu 7,5 cm Seitenlänge haben. Zur Herstellung desselben darf, wenn eine Kostenersparung damit erzielt wird, schlechteres Material verwandt werden als zur oberen, der Abnutzung durch den Verkehr ausgesetzten Decke. Nach Osthoff ist dazu jedes Steinmaterial geeignet, welches nicht zerfriert.

Die Stärke des Unterbaues wird in jedem einzelnen Falle unter Berücksichtigung der angenommenen Gesamtstärke der Steinbahn nach der Beschaffenheit und den Kosten der zur Verfügung stehenden Gesteinarten und nach dem zu erwartenden Verkehr, zugleich mit der Stärke der Steinbahndecke (sowie der Mitteldecke, falls eine solche hergestellt werden soll) bestimmt.

Der Steinschlagunterbau soll mit unbelasteter Chausseewalze ohne Bindematerial gewalzt werden; die Walzung wird nur so lange fortgesetzt, bis der Steinschlag anfängt sich fest zu lagern, nicht bis zur Glättung der Oberfläche.

9. Der Grand- oder Kiesunterbau.

Der Kostenersparung wegen kann, wenn die Haltbarkeit der Steinbahn dadurch nicht verringert wird, unter Umständen der Unterbau der Steinbahnen aus Kies oder Grand hergestellt werden; doch ist Steinschlag-Unterbau besser, weil er weniger leicht durch Frost aufgelockert wird. Die Stärke soll 0,4 bis 0,6 der ganzen Steinbahn betragen.

Der Grand muss gesiebt und nicht zu fein sein (nicht unter Nussgröße); Stücke, welche groß genug sind, um zu Steinschlag verarbeitet zu werden, muss man aussondern. Der Grandunterbau soll gewalzt werden, wenn der Kostenaufwand dem erwarteten Vortheile entspricht.

10. Die Decke der Steinschlagbahnen.

Der Steinschlag zur Decke erhält je nach der Güte des Gesteins und dem Gewicht des zu erwartenden Verkehrs eine Korngröße von annähernd 3,5 bis 5 cm Seite, oder 40 bis 120 cem Inhalt.

Die Stärke der Decklage soll nach der preussischen Instruktion im Mittel 9 bis 12 cm betragen. Nach der hannoverschen Anweisung soll sie zu mindestens 7,5 cm an den Kantensteinen angenommen werden wenn Unterbau und Decke aus gleichem Material bestehen, sonst in der Mitte zu mindestens 10 cm, an den Seiten zu 4 bis 5 cm. Geringere Stärken sind bei außerordentlich festem, theuren Material und leichtem Verkehr zulässig, aber nicht empfehlenswerth.

Wenn das Unterbaumaterial von sehr geringer Güte, das Deckmaterial aber sehr theuer ist, so kann, falls noch ein mittelgutes Material zur Verfügung steht, aus letzterem eine Mitteldecke (Mittellage) von 5 bis 8 cm Stärke gebildet werden, welche, ebenso wie der Unterbau, einige Male abzuwalzen ist. Unterbau und Decke werden dann entsprechend schwächer angelegt.

11. Die Hochofenschlacke-Bahnen.

In neuester Zeit hat man mit bestem Erfolge anstatt des Steinschlags zerkleinerte Hochofenschlacke zur Befestigung der Fahrbahnen verwandt, wobei genau dasselbe Verfahren beobachtet ist, wie bei natürlichen Steinen (vergl. S. 177, Pflasterbahnen aus künstlichen Steinen).

Die Schlacken¹⁾ enthalten hauptsächlich Kiesel-, Thon- und Kalkerde, daneben aber mancherlei andere Stoffe. Da sie im spröden Zustande zum Straßensbau unbrauchbar sind, muss man sie „tempern“ oder „basaltiren“: man lässt die leichtflüssige Schlacke — die schwerflüssige enthält zu viel glasige Theile — in größere Behälter oder Gruben laufen, in denen sie, mit Kohlen- oder Schlackengrus bedeckt, langsam erkaltet, wodurch ein dichtes, körniges Gefüge entsteht.

In Oberschlesien temperte man im Anfange der 60 er Jahre die Schlacke, welche dort in großen Mengen zu Wegebauten verwandt wurde, indem man große, regelrecht geschichtete Haufen bildete, die Zwischenräume zwischen den Schlackestücken mit Kohlen- oder Koksabfall ausfüllte und durch Anzünden eine starke Erwärmung herbei führte. Dieses kostspielige Verfahren dürfte jetzt veraltet sein.

Ein zu großer Gehalt von Kieselerde macht die Schlacke so glasig, dass sie zu Straßensbauzwecken überhaupt nicht verwendbar ist; Schlacke, welche zu viel Kalkerde enthalten, zerfällt nach dem Erkalten an der Luft.

Die Färbung der Schlacke hängt in der Regel entweder vom Mangan- oder Eisengehalt ab; sie ist meistens grau-grün, gelblich oder weißlich.

In der Provinz Hannover wird gegenwärtig besonders die Schlacke der Ilseder Hütte bei Peine in ausgedehntem Maasse verwandt, wodurch in jener steinarmen Gegend die Kosten für Neubau und Unterhaltung der Straßen erheblich herab gemindert worden sind. Die Wagenladung (200 z = rund 5 cbm) kostet frei Bahnhof Peine 18 M.; das Zerschlagen ist annähernd so schwer, wie beim Basalt und wird mit rund 3,0 M. für 1 cbm bezahlt. Die Güte der Decken aus dieser Schlacke kommt der der Basaltdecken nahe. Im Jahre 1882 hatte die Provinz Hannover erst 353 km²) solcher Straßen, 1890 dagegen schon 833 km.

Aus der Verwendung der Schlacke zum Wegebau erwächst beiläufig der Hüttenverwaltung ein erheblicher Gewinn; während die Schlacke früher mit Kosten beseitigt werden mussten, wird jetzt durch den Verkauf von mehr als 20 000 cbm allein an die hannoversche Wegebau-Verwaltung eine Einnahme von jährlich über 70 000 M. erzielt.

¹⁾ Zeitschr. des hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1867, S. 297 ff.

²⁾ Zeitschr. des hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1883, S. 585; 1891, S. 493.

12. Der Materialbedarf.

Nach Versuchen enthält die Raumeinheit dicht aufgesetzter Bruchsteine je nach der Lagerhaftigkeit etwa 0,54 bis 0,66 festes Gestein und 0,46 bis 0,34 Hohlräume. Eine weitere Auflockerung findet bei dem Zerschlagen statt, welche (nach Voiges) bei Basalt 10 $\%$, bei Grauwacke und Quarzit 15 $\%$ beträgt. Gewöhnlich nimmt man an, dass der lose aufgeschüttete Steinschlag nur etwa 0,8 mal so viel festen Stein enthält, als aufgesetzte Bruchsteinhaufen. Nimmt man ferner an, dass die Herstellung einer Steinschlagdecke etwa das 1,4—1,6 fache ihres Inhalts an Steinschlag erfordert, so ergibt sich als Materialbedarf an aufgesetzten Bruchsteinen etwa das 1,1 bis 1,3 fache des Inhalts der fertigen Steinschlagbahn. Soll z. B. eine Steinbahn von 20 cm mittlerer Stärke und 4 m Breite hergestellt werden, so ist dazu an Material für 1 m Strafsenlänge erforderlich $4 \cdot 0,2 \cdot 1,2 = 0,96 \text{ cbm}$.

Bei der Anlieferung des Gesteins ist zweckmäfsig das Material zum Grundbau an einer Seite, das Material zur Decke an der gegenüber liegenden Seite der Strafsen zu lagern. Die Abnahme erfolgt durch Messung des Rauminhalts der regelmäfsig aufgesetzten Steinhaufen.

ζ. Die Grand- und Kiesbahnen.

Mit dem Namen „Grand“ wird in der Regel gröberes, mit „Kies“ feineres Gerölle oder Geschiebe bezeichnet, welches entweder in Gruben gewonnen und dann meistens mit sandigen, lehmigen oder mergeligen Theilen mehr oder weniger gemischt ist, oder aber in den Flussläufen sich vorfindet und dann von erdigen Beimengungen frei ist. Die Bedeutung dieser Bezeichnungen ist aber in verschiedenen Gegenden verschieden.

Für die Herstellung der Strafsen aus solchen Materialien¹⁾ gelten in der Hauptsache dieselben Regeln, wie für Steinschlagbahnen; doch soll nach der hannoverschen technischen Anweisung ihre Stärke um $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ gröfser sein. Sie können entweder mit einer Unterbauschicht aus gröberem Kiesstücken oder Sammelsteinen hergestellt werden, oder auch nur aus gleichartigem Kies. Es ist zweckmäfsig, die Bahnen in 2 Schichten anzulegen und jede Schicht für sich zu walzen. Die Anwendung von Kantensteinen ist erwünscht, unterbleibt jedoch häufig.

Der wesentliche Unterschied gegen Steinschlagbahnen besteht darin, dass die einzelnen Steine rundlich sind, und daher für sich allein einen fest zusammen hängenden Steinkörper nicht bilden. Die zur Ausfüllung der Hohlräume dienende Masse ist hier nicht „Füllmaterial“, sondern bildet den die Steinstücke zusammen haltenden Kitt, ist also wirklich „Bindematerial“. Bei Grubenkies ist solches schon bei der Gewinnung meistens in genügender Menge vorhanden; bei ausgewaschenem Flusskies, welcher, lose aufgeschüttet, etwa 40 bis 45 $\%$ Hohlräume enthält, muss dagegen Lehm in hinreichender Menge zugesetzt werden. Um eine gute Mischung zu erzielen, vertheilt man denselben am besten durch gleichmäfsiges Aufschütten auf den schon in den Erdkasten eingebrachten Kies und verarbeitet ihn mittelst Harken oder Eggen. Damit der Lehm sich besser vertheile, lässt man ihn längere Zeit an der Luft liegen und, wenn möglich, auffrieren.

Die Festigkeit der Kiesbahnen beruht auf der Festigkeit des Bindematerials; bei trockenem Wetter sind dieselben deshalb angenehm zu befahren, bei andauernder Nässe dagegen weichen sie auf. Sie bedürfen stets sorgfältiger Wartung, damit das Wasser so viel als möglich abgeleitet wird und etwa entstehende Gleise sofort zugezogen werden.

Die Herstellung von Kiesbahnen ist wegen ihrer Billigkeit in kiesreichen Gegenden, wenn anderes Gestein fehlt, oder hohe Anschaffungskosten erfordert, unter Umständen empfehlenswerth. Besonders kommen sie für solche Strafsen in Betracht, auf denen im Sommer leichter und im Winter nur geringer Verkehr stattfindet.

Herzbruch²⁾ empfiehlt die Herstellung von Grandbahnen in folgender Weise:

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwlgt. 1889, S. 260.

²⁾ Herzbruch, Ueber Strafsenbau.

Der Unterbau wird (zwischen Kantensteinen) aus Gerölle von 8—15 cm Gröfse hergestellt und mit Harken eingeebnet. Größere Stücke werden zerkleinert oder ausgesondert. Zur Abgleichung dieser Schicht und zur Herstellung der Decke dient feiner Grand von 1,5 bis 4 cm Korngröfse. Endlich wird die Bahn mit Kies bis zu 0,5 cm Korngröfse überschüttet.

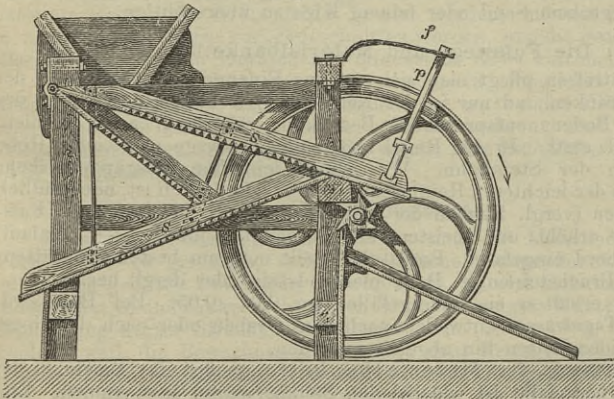
In den meisten Fällen ist reiner Grand von passender Korngröfse nur durch Sieben zu erhalten. Zur Vereinfachung dieser bei der Anwendung von Wurfsieben sehr umständlichen Arbeit dient die Augustin'sche Kiessortirungs-Maschine, Fig. 102. Das durch den Trichter geworfene Material gelangt auf das obere Sieb, von welchem die größeren Stücke abrollen, während die kleineren auf das untere Sieb fallen; dieses lässt wieder die feinsten Theile hindurch fallen, die größeren aber abgleiten. Die rüttelnde Bewegung der Siebe wird durch Drehung einer Welle mit Daumen bewirkt.

Regeln über die Herstellung von Fahrbahnen aus Kies und Lehm über einem Grundbau aus Geschiebestücken giebt Ahlburg (Der Strafsenbau, S. 122). Fahrbahnen aus einem Gemisch von Grand, Kies, Sand und erdigen Theilen erwähnt v. Kaven (der Wegebau, 2. Aufl., S. 244).

7. Vorübergehend benutzte Fahrbahnen.

Wenn es sich darum handelt, einen Weg mit geringen Mitteln auf kurze Zeit fahrbar zu machen, so kommen aufser der Anlage der zuletzt erwähnten geringwerthigen Kiesbahnen zunächst die weiter unten zur Verbesserung der Sommerwege angeführten Arbeiten in Betracht.

Fig. 102.



Sommerwege angeführten Arbeiten in Betracht.

Auf weichem Moorboden und in sumpfigen Gegenden, wo man mit diesen Mitteln nicht ausreicht, müssen Knüppeldämme hergestellt werden. Man legt in Spurweite 2 Bäume als Unterlage und darüber Schalhälzer oder starke Knittel, Fig. 103, möglichst dicht neben einander,

Fig. 103.



Fig. 104.



Fig. 105.



welche an den Seiten durch gespaltene Stämme mit Holznägeln fest gehalten werden.

Weniger bequem zu befahren sind die nach amerikanischer Weise aus neben einander liegenden Baumstämmen hergestellten Fahrbahnen, Fig. 104.

Wege aus Faschinen mit Erdüberschüttung, Fig. 105, halten sich, wenn sie nicht stets feucht sind, nur 2 bis 3 Jahre.

Holzbahnen in der Art liegender Roste können nur in solchen Gegenden angelegt werden, wo sehr viel und billiges Holz verfügbar ist.

Sogen. lebendige Strafsen werden aus einer Lage von Weidenästen in etwa 25—30 cm Abstand hergestellt, welche an den Grabenrändern mit Würsten und Pfählen befestigt werden. Darüber

kommt eine Lage Mutterboden und endlich eine Schicht von 10 bis 15 cm Kies. Die Spitzen der ausschlagenden Weidenäste werden in den ersten Jahren, um die Wurzelbildung zu befördern, abgeschnitten.

d) Die Sommerwege und Reitwege.

Die Sommerwege werden in der Regel an der Süd- oder Ostseite der Steinbahn angelegt, um der Sonne mehr ausgesetzt zu sein und besser auszutrocknen. Das dem Graben zugekehrte Seitengefälle soll nach der preussischen Instruktion 0,04—0,05, nach der hannoverschen Anweisung in der Regel 0,02—0,04 betragen, doch bei starkem Längengefälle, wenn das Ausspülen des Sommerweges in der Längsrichtung zu befürchten ist, bis 0,07 gesteigert werden. Ein weiteres Mittel um Ausspülungen zu verhindern, ist die Anbringung von Wülsten aus Erde oder Rasen quer zur Bahn in angemessenen Abständen oder von Steinschlagstreifen von 0,5 bis 1,0 m Breite, deren wölbformiger Rücken über die Ebene des Sommerweges ein wenig hervor tritt. Wenn die Oberfläche hinreichende Festigkeit nicht hat so sind sandige Wege mit fettem Kies, Lehm oder anderen bindenden Materialien zu befestigen; lehmige Wege dagegen erhalten eine etwa 5—10 cm starke Schicht von Sand oder magerem Kies. Auch Steinkohlenschlacke und Mauerschutt sind unter Umständen mit Vortheil zur Verbesserung der Sommerwege verwendbar.

Auf Strafsen mit alten, holperigen Pflasterbahnen, welche neben bedeutendem Frachtverkehr auch lebhaften landwirthschaftlichen Verkehr haben, werden unter Umständen, zum Vortheil der leichten Fuhrwerke, die Sommerwege mit kräftigerer Befestigung versehen und zeigen dann die Merkmale der Kies- oder auch der Steinschlagbahnen.

Wenn für den Reitverkehr besondere Wege hergestellt werden und die natürliche Beschaffenheit des Bodens den Anforderungen nicht genügt, so pflegt man dieselben mit grobem Sand oder feinem Kies zu überschütten.

e) Die Fußwege und Materialbanketts.

Auf den Landstrafsen pflegt man sich auf das Einebnen der Oberfläche der Fußwege zu beschränken und nur in der Nähe der Ortschaften findet eine der Beschaffenheit des Bodens entsprechende Bedeckung mit Sand, Kies, Kohlen-Schlacke oder dergl. statt. In der Regel liegen die Fußwege in gleicher Höhe mit dem Bordstein der Steinbahn. Wo jedoch lebhafter Fußgängerverkehr herrscht, oder wo es der leichteren Reinhaltung wegen erforderlich ist, oder endlich neben Klinkerbahnen (vergl. Neubau der Klinkerbahnen, S. 174) wird der Fußweg um 10—15 cm erhöht und meistens mit Bordsteinen mit $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ Anlauf, seltener mit Rasenbord eingefasst. Bordsteine stellt man am besten aus plattenförmig spaltenden Bruchsteinen, z. B. Kohlensandstein oder dergl. her.

Die Fußwege erhalten ein Quergefälle von 0,04—0,05. Bei Hochbordanlagen kann das Tagewasser entweder nach dem Graben oder nach der Gosse oder auch nach beiden Seiten hin abgeleitet werden.

Für die Herstellung der Materialbankette genügt das Einebnen der Oberfläche. Das Quergefälle ist wie bei den Sommerwegen anzunehmen. Empfehlenswerth ist es, die Banketts mit Rasen zu bedecken; sie müssen aber hinreichend tief liegen, damit das Regenwasser ungehindert darüber abfließen kann; die Strafsen erhalten dadurch ein freundliches Aussehen, die Staubbildung wird vermindert und aus der Grasnutzung werden nennenswerthe Erträge gewonnen. In Baden ist die Anlage beraster Banketts allgemein üblich.

f) Die Seitenabfahrten.

Die Seitenabfahrten (Grabenüberfahrten) nach den anliegenden Grundstücken, deren Zahl thunlichst zu beschränken ist, werden in der Regel unbestiegt in solcher Weise hergestellt, dass weder die Bordsteinreihe unterbrochen, noch die Kronenkante der Strafsen verändert wird. Die Seitenabfahrten nach Wegen sollen bestiegt werden, wenn die einlaufenden Wege bestiegt sind, oder wenn zu erwarten ist, dass die Fuhrwerke an den Rädern in nachtheiliger Weise fetten Boden auf die Strafsen schleppen werden. Die Bordsteine der Steinbahn gehen dann nicht durch, sondern schliessen sich an die Bordsteinreihe des einlaufenden Weges an. Der etwaige Wasserabfluss in den Seitengräben wird entweder durch einen Kanal, bezw. ein Rohr, oder auch bei untergeordneten Wegen durch Anlage einer gepflasterten Mulde offen gehalten.

g) Die Baum- und Busch-Pflanzungen.¹⁾

α. Allgemeines.

Die Strafsenbepflanzung soll dem Verkehre Schutz gewähren und in dunklen Nächten und bei hohem Schnee die Richtung der Strafe sicher bezeichnen. Außerdem aber soll sie dem Wege zur Zierde gereichen und möglichst hohen Ertrag liefern. Die anliegenden Grundstücke dürfen aber nur möglichst wenig geschädigt werden.

Die preussische Instruktion schreibt vor, dass der Abstand der Bäume von der Planumskante 0,3^m betragen soll, die Stammhöhe 2,5^m. Die Bäume der beiden Reihen werden entweder einander rechtwinklig gegenüber gesetzt oder — in der Regel — in kleblattartigem Verband.

Der Abstand der Bäume von einander schwankt zwischen 5 und 15^m, je nachdem dieselben schlank wachsen oder breite Kronen bilden. In letzterem Falle muss der Abstand hinreichend groß sein, damit die Strafe nicht zu sehr beschattet und feucht gehalten wird. In der Regel ist ein Abstand von 10^m zu empfehlen. Bei schmalen Strafsen (etwa unter 8^m Kronenbreite) pflanze man nur eine Baumreihe; ebenso pflanze man an Bergabhängen nur an der Thalseite Bäume, denen man, damit sie besser zum Schutze des Verkehrs dienen können, geringe Abstände giebt. Die Bäume pflegen selbst bei ungünstigem Boden im Auftrage gut zu gedeihen, während in Einschnitten guter Baumwuchs nur schwer zu erreichen ist. In neuerer Zeit werden vielfach Telegraphenleitungen auf den Strafsen angelegt, wodurch die Baumpflanzungen fast stets mehr oder weniger geschädigt werden. Selbst wenn die Stangen an die äußerste Grenze des Grabenfeldes gesetzt werden, müssen doch oft die Bäume in nachtheiliger Weise zurückgeschnitten werden, um die gesetzliche Entfernung aller Zweige von den Drähten mit mindestens 62^{cm} einzuhalten.

Bei Obstbaumpflanzungen ist es erwünscht, möglichst lange Telegraphenstangen zu verwenden, damit die Baumkrone unter den Drähten sich entfalten kann; neben Waldbäumen, welche hoch aufwachsen, sind möglichst niedrige Telegraphenstangen empfehlenswerth, welche eine freie Entwicklung der Kronen über den Leitungsdrähten zulassen.

β. Die Obstbäume.

Wenn die Beschaffenheit des Bodens und die klimatischen und sonstigen Verhältnisse es gestatten, sollten Obstbäume²⁾ angepflanzt werden, weil dieselben den größten Geldertrag liefern, nicht zu viel Schatten geben und die anliegenden Grundstücke nicht durch weit verzweigte Wurzeln schädigen. Die Bepflanzung kurzer Strecken mit Obstbäumen (unter 1^{km}) ist jedoch zu vermeiden, weil die Bewachungskosten mit dem Ertrage nicht im richtigen Verhältnisse stehen. Auch sind vereinzelte kleinere Obstbaumpflanzungen unvortheilhaft, weil die Ausbildung der Strafsenarbeiter zur Wartung derselben zu viel Schwierigkeit macht.

Die Obstbäume gedeihen nur in solcher Lage, wo sie vor starkem Winde geschützt sind und wo das Grundwasser nicht höher steigt, als etwa 1^m unter Oberfläche. Unmittelbar benachbarter Hochwald wirkt in hohem Maasse nachtheilig und hindert das Ansetzen der Früchte. Waldbäume in hinreichender Entfernung geben dagegen einen sehr vortheilhaften Schutz gegen den Wind. Es empfiehlt sich, längere Strecken mit derselben Obstsorte zu bepflanzen, weil das gleichzeitige Reifen der Früchte die Bewachung und Verwerthung (besonders an Händler) erleichtert.

Aepfelbäume sind, weil sie das einträglichste, haltbarste Obst liefern, besonders empfehlenswerth. Sie treiben flach gehende Wurzeln und bedürfen deshalb keines sehr tiefgrundigen Bodens; doch darf derselbe nicht zu mager, und nicht zu kalt sein. Man muss besonders bei Strafsen von geringerer Breite darauf halten, dass man hoch strebende Sorten wählt, weil breit wachsende Sorten die Strafe in unzulässiger Weise einengen. Als Chausseebäume haben besonders die englische Wintergoldparmäne und der (hoch strebende) sogen. Brasilien-

¹⁾ v. d. Beck, Instruktion über das Pflanzen und die Pflege der Alleebäume.

²⁾ Parisius, Anlage und Unterhaltung von Obstbaumpflanzungen an den Kunststraßen.

apfel sich bewährt; erstere Sorte wird in großen Massen im Herbst in den größeren deutschen Städten, letztere im folgenden Frühling nach England durch Händler auf den Markt gebracht.

Man darf bei der Auswahl der Sorten nicht übersehen, dass die Aepfelbäume an den Strafsen nicht denjenigen Grad von Schutz finden, den Obstgärten gewähren, und dass daher die Früchte in der Regel etwas geringwerthiger sind.

Birnbäume verlangen wärmeren, tiefgründigen Boden und liefern, wo sie gedeihen, gute Erträge. Die meisten Birnsorten haben hoch strebenden Wuchs.

Kirschbäume erfordern von allen Obstbäumen am wenigsten Pflege; sie kommen auch in höheren Lagen, auf hartem, steinigem Boden (namentlich Kalk und Mergelboden) fort. Man wählt am besten solche Kirscharten, deren Früchte den Transport gut vertragen.

Pflaumen und Zwetschenbäume tragen an freien Standorten selten, geben aber, wenn dies der Fall ist, guten Ertrag; sie werden leicht kernfaul und sterben früh ab.

Wallnussbäume sind nur für wärmere Gegenden oder besonders geschützte Lagen geeignet. In Norddeutschland erfrieren sie zu leicht; in Süddeutschland finden sie sich sehr häufig. Ungünstig ist ihre zu dichte Belaubung, sie geben aber reiche Ernte und sehr werthvolles Nutzholz.

γ. Waldbäume.

Die Ahorn-Arten. Zu den empfehlenswerthesten Waldbäumen gehören der Spitzahorn, der Bergahorn und andere Ahornarten wegen ihres werthvollen Holzes und ihrer Schönheit. Sie wachsen schnell, werden sehr gross und alt und leiden nicht durch Wind und Frost. Sie gedeihen auch in schattigen Lagen in verschiedenen Bodenarten, jedoch nicht auf schwerem Thon- und zu losem Sandboden.

Die Akazien zeichnen sich durch Schönheit aus und haben werthvolles Holz; an die Bodenbeschaffenheit machen sie keine besondere Ansprüche; doch verlangen sie mildes Klima und geschützte Lage, wenn sie nicht durch Frost leiden sollen; auch sind sie dem Schnee- und Windbruch sehr unterworfen.

Die Birke eignet sich zur Anpflanzung in unfruchtbarem Sandboden, sowie auf Moorboden. Sie wächst schnell, ist, wenn gut gezogen, eine Zierde der Strafsen, schützt bei ihrer weissen Rindenfarbe auch bei Dunkelheit noch gut und schadet weder durch zu dichte Belaubung noch durch weit verzweigte Wurzeln. Der Werth des Holzes ist nicht unbedeutend.

Die Eiche erfordert mit mildem Lehm vermischten Boden, wächst langsam, liefert dann aber in ihrem werthvollen Holz hohen Ertrag.

Die Esche hat sehr großen Werth als Nutzholz, wächst langsam und wird sehr alt. Sie kommt fort, wo sie nahrhaften, nicht zu festen Boden und besonders die nöthige Feuchtigkeit findet. Auch auf Moorboden gedeiht sie. Sie schadet aber durch ihre weit auslaufenden, zahlreichen Wurzeln den anliegenden Ländereien sehr.

Die Linde eignet sich besonders zur Bepflanzung der Strafsen in der Nähe der Städte. Ihre Blüten dienen als gute Bienenweide; das Holz verliert bei zunehmendem Alter der Bäume an Werth. Die Belaubung ist dicht.

Die Pappelarten, namentlich die kanadische und die italienische Pappel, liefern gesuchtes Nutzholz. Sie erfordern viel Feuchtigkeit und treiben ihre Wurzeln sehr weit. Sie fügen dem anliegenden Ackerlande dadurch Schaden zu und eignen sich deshalb zur Anpflanzung besonders gut nur neben Wiesen und Oedland.

Die Rosskastanie pflanzt man ihres starken Schattens, sowie ihrer Schönheit wegen oft in der Nähe der Städte an solchen Strafsen, welche viel von Spaziergängern benutzt werden. Sie erfordern einigermaßen guten, etwas feuchten Boden; ihr Holz ist wenig werthvoll. Die abfallenden Schalen verunreinigen die Strafsen.

Die Ulme gedeiht fast überall, am besten aber auf humusreichem, lockerem Boden; doch kommt sie auch auf schwerem, nassem Lehmboden noch gut fort. Sie hat den Vorzug, im Frühjahr sich zeitig zu belauben und im Herbst sich erst spät zu entlauben; dabei ist sie von raschem, sehr geraden und aufwärts strebenden Wuchs; ihre Wurzeln aber sendet sie weit in das Nachbarland hinein.

Die Vogelbeerbäume (Eberesche) zeichnen sich im Frühling durch ihre Blüten, im Herbst durch ihre Beeren vortheilhaft aus; doch sind sie nicht dauerhaft und fast völlig nutzlos; außerdem erfordern sie ziemlich guten Boden, auf welchem auch werthvollere Waldbäume gedeihen. Man sollte sie nur zwischen anderen jungen, langsam wachsenden Bäumen anpflanzen, und forträumen, sobald diese hinreichend groß sind.

δ. Die Herstellung und Unterhaltung der Baumpflanzung.

Ob die Herbst- oder Frühjahrspflanzung den Vorzug verdient, ist allgemein nicht zu entscheiden. Herbstpflanzung bietet den Vortheil, dass die Bäume nicht, bevor sie angewachsen sind, durch Dürre leiden, wodurch zumal im Sand-Boden bei der Frühjahrspflanzung viele Stämme eingehen. Ein Nachtheil der Herbstpflanzung liegt in der Unsicherheit der Witterung und in der Gefahr, dass die Bäume durch Frost leiden, bevor der Pflanzboden sich genügend fest gelagert hat, um die Wurzeln zu schützen. Um einigermaßen gut zu durchwintern, müssen die Bäume vor dem Eintritt des Frostes angewurzelt sein. In sehr festem Boden muss man die Baumlöcher möglichst groß herstellen, um den jungen Bäumen die Bildung vieler Wurzeln zu erleichtern. Gewöhnlich erhalten sie 1—2^m Seitenlänge oder Durchmesser und 0,5—1,5^m Tiefe; die Sohle soll außerdem umgegraben werden. Die preussische Instruktion schreibt 0,6^m Tiefe und 1,0^m Durchmesser vor.

In unfruchtbarem Boden füllt man die Baumlöcher mit guter Erde, welche oft aus den Gräben gewonnen werden kann. Vermischung derselben mit Straßenschlamm ist häufig empfehlenswerth. Wo eine alte Pflanzung durch eine neue ersetzt wird, dürfen die neuen Bäume nicht an die Stellen der alten gesetzt werden, sondern müssen ihren Platz dazwischen erhalten.

Die Baumstangen für neu gepflanzte Bäume (in der Regel werden dieselben 5 bis 10 Jahre lang angebunden) sollen so hoch sein, dass sie die Krone überragen, damit die größeren Vögel, die gern auf Chausseebäumen Platz nehmen, solchen auf den Stangen finden und nicht die jungen Zweige der Bäume zerbrechen. Sind die Baumkronen genügend entwickelt, so werden die Baumstangen unter der Krone abgeschnitten. Empfehlenswerth sind Fichtenstangen von mindestens 5—6^{cm} Durchmesser am oberen Ende; noch besser sind Lärchen, wenn solche billig zu haben sind. Das untere Ende wird, so weit es in der Erde stehen soll, gekohlt und getheert, um der Fäulniss weniger ausgesetzt zu sein; doch sind diese Schutzmittel oft nur von sehr zweifelhaftem Werth.

Wenig zweckmäßig ist trotz des billigeren Preises die Anpflanzung von Waldbäumen, welche aus der Forst entnommen sind, weil von diesen in der freien Lage an der Straße ein großer Theil zu Grunde geht; man sollte auch hier wie bei Obstbäumen nur geschulte Pflänzlinge verwenden.

Jüngere, schwächere Bäume wachsen besser an, als ältere; doch müssen dieselben hinreichend kräftig sein, um den vielen Angriffen, denen sie an Straßen ausgesetzt sind, widerstehen zu können. Der Stammdurchmesser soll nach der preussischen Instruktion mindestens 5^{cm} betragen; doch genügen schon die geringeren Stärken von 4 und selbst 3^{cm}. Um die Wurzeln der jungen Stämme gegen Frost und ausdörenden Wind zu schützen sollen diese nach der Versendung sofort eingeschlagen werden. Die Wurzelkronen sind vor dem Einpflanzen zu beschneiden, beschädigte Wurzeln mit reinem Schnitt zu kürzen, die Faserwurzeln möglichst zu schonen.

Der Baum soll niemals tiefer gepflanzt werden, als er in der Baumschule gestanden hat. Wenn ein Setzen des Bodens in der Baumgrube zu erwarten ist, so muss er um das Sackmaas höher gepflanzt werden. Ein Arbeiter muss den Baum in richtiger Höhe halten, während ein zweiter den lockeren Boden vorsichtig auf die Wurzeln schüttet. Dann wird der Baum eingeschlämmt, nicht „angetreten“.

Die Stellung des Baumes zur Stange muss so gewählt werden, dass ein Wundreiben der Aeste möglichst wenig zu befürchten ist. Der Stamm soll deshalb etwa 5^{cm} von der schon vorher eingesetzten Baumstange entfernt an der Seite stehen, wohin die vorherrschende Windrichtung zeigt, damit ihn der Wind nicht gegen die Stange drückt. Das erste Anbinden geschieht, damit der Baum sich nicht aufhängt, (der Pfahl steht auf der Sohle des Baum-

lochs fest, kann sich also nicht senken) durch lockeres Umschlingen; erst wenn der Pflanzboden sich vollständig gesetzt hat, erfolgt festes Anbinden an mehreren — bei Obstbäumen wenigstens 3 — Stellen mittelst eines Bandes, welches kreuzweise um Baum und Stange geschlungen wird. Früher kamen fast stets Weiden und Stroh zur Verwendung; jetzt bedient man sich oft der Kokosfaser-Seile, welche sich gut bewähren. Baumseile aus Rohrabfällen sind sehr haltbar, schneiden aber leicht in die Baumrinde ein.

Nach dem Pflanzen und Anbinden wird — besonders bei Obstbäumen — eine Baumscheibe angelegt, d. i. eine kreisförmige Fläche von etwa 0,75 bis 1,0 m Durchmesser, welche an der äußeren Strafsenkante mit einem kleinen Erdwall umgeben wird, so dass das von der Strafe abfließende Wasser mit seinen Dungstoffen den Bäumen zugute kommt. Die Baumscheiben sind dauernd von Unkraut frei zu halten und vorsichtig aufzulockern, damit die Luft auf den Untergrund einwirken kann.

Jeder Baum, gleichviel ob Obstbaum oder Waldbaum, soll hoch gewachsen sein, und dieses muss in der Jugend, so lange die kleinen Wunden leicht verwachsen, durch Aufästung und Beschneiden erreicht werden. Doch sollen die Pflänzlinge der Waldbäume nicht zu hoch aufgeschnitten und am besten bis etwa 0,5 m über dem Erdboden mit etwa 0,2 m langen Seitenzweigen besetzt sein.

Ueber die wichtigste Arbeit bei der Baumzucht, den Baumschnitt, der — besonders bei den Obstbaumpflanzungen — von sachverständiger Hand ausgeführt werden muss, geben die betr. Lehrbücher Auskunft. Hier mag nur erwähnt werden, dass die Aeste, welche beseitigt werden sollen, möglichst dicht am Stamm mit glattem Schnitt fortgenommen werden müssen, und dass die größeren Wunden mit Baumwachs, Theer oder dergl. bestrichen werden, um das Anfaulen des Stammes zu verhinderen. So lange die Obstbäume zum Fruchttragen noch zu jung und schwach sind, müssen etwaige Blüten ausgebrochen werden.

Wurzelausläufer sollen nach Freilegung der Wurzel an ihrem Ursprunge fortgenommen werden. Gegen Wildschaden werden die jungen Stämme durch Umwickeln mit Langstroh oder, besser, mit Dornstrauch geschützt.

Ertrag der Baumpflanzungen. Ueber die Höhe der Erträge aus der Nutzung der Chausseebäume ist sehr wenig bekannt; es verdienen deshalb die spärlichen vorhandenen Nachrichten besondere Beachtung.

Nach einer Zusammenstellung der Einnahmen und Ausgaben für die Baumpflanzungen an den Chausseen der Provinz Hannover in den Jahren 1880—82 waren im ganzen 599 327 Bäume vorhanden, deren Unterhaltung im Durchschnitt 12,3 Pf. (einschließlich der Bewachung) für jeden Baum erforderte, während der Ertrag sich auf 16,4 Pf. belief.

Wie die Ausgaben sich auf Obstbäume und Waldbäume vertheilen, ist leider nicht ersichtlich. Die Bewachungskosten des Obstes haben (in den südlichen Bezirken der Provinz) sich auf 7,7 % des Obstertrages belaufen.

Die Einnahmen vertheilen sich so, dass der Ertrag der 435 340 Waldbäume jährlich 7,5 Pf., der der 163 987 Obstbäume dagegen 40,1 Pf. beträgt. Die grössten Obsterträge lieferte die Landesbauinspektion Hildesheim mit 80,7 Pf., die geringsten die Landesbauinspektion Lingen mit 3,6 Pf. für jeden der wenigen dort vorhandenen Bäume.

In Braunschweig, wo die Pflege der Obstbäume in den Händen der Strafsenwärter liegt, welche behuf ihrer Ausbildung zeitweise zur Landesbaumschule in Braunschweig geschickt werden, hat die Obsternte im Jahre 1877 50 570 M. Reingewinn, oder 1,09 M. für jeden Baum ergeben.

Die Frage, ob Wald- oder Obstbäume gepflanzt werden sollen, beantwortet der Landesbauinspektor Zöllner¹⁾ durch Aufstellung einer Formel zur Bestimmung des wirtschaftlichen Kapitalwerths jedes neu gepflanzten Baumes:

$$K = -\frac{A \cdot 1,05^n}{1,05^n - 1} + \frac{B}{1,05^n - 1} + 20(a - b).$$

Würden für Obstbäume die Beschaffungs- und Pflanzungskosten $A = 3$ M.

¹⁾ Zentralbl. d. Bauverwltg. 1889, S. 90.

angenommen, der Erlös aus dem gefüllten Baume $B = 3$ M., die Lebensdauer des neu gepflanzten Baumes $n = 80$ Jahre, die jährlichen Unterhaltungskosten $b = 15$ Pf. und der auf die ganze Lebensdauer sich beziehende Durchschnittsertrag $a = 0,6 d$, wo d den mittleren Jahresertrag für die Zeit bezeichnet, in welcher der Baum trägt, so ist: $K = -6 + 12 d$.

Für $d = 0,00$ 0,17 0,25 0,33 0,50 0,67 0,83 1,00 2,00 M.
ist $K = -6$ -4 -3 -2 0 +2 +4 +6 +18 M.

Setzt man für Waldbäume $A = 2,2$ M., $n = 35$ Jahr, die jährlichen Pflegekosten, nach Abzug des Ertrages aus Abfallholz: $b - a = 0,06$ M., so ist: $K = -4 + 0,3 B$.

Für $B = 0$ M. 20 M. 30 M.
ist $K = -4$ M. 0 M. +2 M.

So weit die vorstehenden Annahmen zutreffen, bilden also Obstbäume mit weniger als 50 Pf. jährlichem Ertrage und Waldbäume von weniger als 20 M. Nutzwert keine Einnahmequelle, sondern eine Ausgabelast. Bleiben die mittleren Erträge eines Obstbaums unter 0,17 M., so ist die Ausgabe für denselben jedenfalls höher, als für Waldbäume. Mit Obstbäumen, deren jährlicher Ertrag 67 Pf. übersteigt, können Waldbäume nicht mehr in Wettbewerb treten.

Aus wirtschaftlichen Rücksichten — die jedoch keineswegs allein maßgebend sind — sollte man also auf Strecken, auf denen ein Obstbaum voraussichtlich weniger als 17 Pf. Ertrag liefern wird, nur Waldbäume pflanzen; von 17—67 Pf. treten Obst- und Waldbäume neben einander; bei Erträgen von mehr als 67 Pf. sind Obstbäume stets vorzuziehen.

Für Verhältnisse, in denen die oben angenommenen Ziffern nicht zutreffen, sind die Untersuchungen mit anderen Annahmen in gleicher Weise durchzuführen.

Man darf bei der Ermittlung der Obsterträge niemals vergessen, dass die Bäume selbst, sowie die Früchte, auf den Straßen zufälligen und böswilligen Beschädigungen und dem Diebstahl in hohem Maße ausgesetzt sind. In stark bevölkerten Industrie-Bezirken werden sie keinen, oder doch nur ganz geringen Erlös liefern. Auch sind gerade in obstarmen Gegenden, in denen die Obstzucht an den Straßen nützliche Anregung geben könnte, die Obstdiebstähle besonders häufig.

Eine große Schwierigkeit liegt in der richtigen Verwerthung des Obstes besonders bei kleineren Anpflanzungen, wo die Verkäufe nicht bedeutend genug sind, um Händler heran zu ziehen. Aber es ist auch schwer, ungewöhnlich reiche Ernten nach ihrem wirklichen Werthe zu nutzen. Dieses ist nur in solchen Gegenden möglich, wo das Obst zu Wein verarbeitet, eingekocht oder gedörrt wird, und wo man versucht durch Unterstützung der dazu erforderlichen Anlagen den Nutzungswert zu steigern.

ε. Die Buschpflanzungen.

Buschpflanzungen werden auf den Bermen, Grabenfeldern und Böschungen angelegt um hoch liegende Straßen gegen Wind zu schützen und die Erhaltung der Sanddecke auf den Steinbahnen zu erleichtern, oder um Böschungen und Bermen gegen Hochwasserschäden zu sichern. Man wählt am besten Holzarten, welche sich zum Schlagholz-Betriebe eignen und richtet denselben so ein, dass einerseits die Straße den erwünschten Schutz erhält, andererseits aber nicht zu sehr beschattet wird, und dass die anliegenden Grundstücke nicht zu sehr geschädigt werden. Der Geldgewinn ist nicht unerheblich; derselbe schwankt aber nach der Buschart in weiten Grenzen.

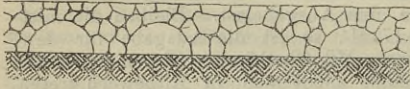
Bei nassem Boden sind Weiden, die den höchsten Ertrag liefern, oder Ellern; in trockener Lage Birken, Haselnuss, Schleh- und Weiss-Dorn zu empfehlen. Damit die Buschpflanzung ihren Zweck baldmöglichst erfüllt lässt man die Pflänzlinge im ersten Jahre unbeschnitten, schneidet sie jedoch, wenn sie angewachsen sind, dicht über der Erde ab, wodurch sie buschig werden. Man darf aber nicht übersehen, dass solche Pflanzungen, an unrechter Stelle angewendet, zu Schneeverwehungen Anlass geben und dass sie in feuchter Lage für die Trockenhaltung der Straße ungünstig sind.

h) Die Einfriedigungen.

Zur Sicherung des Verkehrs dienen außer den Baum- und Buschpflanzungen auf hohen Böschungen oder an den Ufern von Gewässern:

1. Lebendige Hecken, welche vor anderen Befriedigungen den Vorzug der Billigkeit haben. Man braucht 8—10 Pflänzlinge für 1^m Hecke. Gewöhnlich wird an der Pflanzstelle ein leichtes Holzgelande angebracht, welches so lange unterhalten werden muss, bis die Hecke wehrbar geworden ist.
2. Regelrecht aufgesetzte Haufen von Rasenplacken oder Strafsenschlamm.
3. Mit Lehm aufgemauerte Steinhaufen zwischen den Bäumen.
4. Schutzsteine bis etwa 1^m Höhe, welche in Abständen bis zu 5^m etwa 0,3^m von der Kronenkante entfernt aufgestellt werden. Nach der preussischen Instruktion sollen solche nur 1,5^m, höchstens 2^m von einander stehen und mindestens 0,75^m hoch sein.

Fig. 106.



5. Schutzsteine, die durch Eisenstangen oder Holme verbunden sind.

6. Eiserne oder hölzerne Geländer bekannter Konstruktion, deren Holme wenigstens 1^m über Strafsenkronen liegen sollen.

7. Brüstungsmauern, entweder voll oder durchbrochen.

Letztere Art, Fig. 106, gewährt Ersparung an Material und hindert weder den Luftzug noch den Wasserabfluss.

i) Die Abtheilungszeichen und Grenzsteine.

Die Anfangspunkte der bedeutenderen Strafsenzüge innerhalb der Ortschaften werden in der Regel durch grössere, in der Fahrbahnoberfläche liegende Steine bezeichnet. Von dort aus findet eine Längeneintheilung der Strafsen nach Kilometern und Stationen von je 100^m statt. Die Eintheilung der Nebenstrafsen beginnt von den Abzweigungspunkten an den grösseren Strafsen. Für Form und Grösse der Abtheilungszeichen können die im Eisenbahnbau üblichen Formen als Vorbilder dienen. Es empfiehlt sich, bei Steinen die Nummern durch Einhauen und Ausstreichen mit schwarzer Oelfarbe herzustellen, weil aufgemalte Zahlen von geringerer Dauer sind.

Die Grenzen des Strafsenkörpers, einschliesslich der Schutzstreifen, sollen durch Grenzsteine deutlich bezeichnet werden. Auf die Ausführung dieser Vorschrift, welche zum Schaden der Wegbauverwaltungen früher nicht immer gewissenhaft befolgt worden ist, muss grosses Gewicht gelegt werden, da die sonst unvermeidlichen Grenz-Streitigkeiten mit den Anliegern meistens sehr weitläufig und kostspielig werden.

k) Die Neubaukosten und Kostenanschläge.

Je nach der Gegend, nach der Kronen- und Fahrbahnbreite, dem Untergrunde, dem Material und anderen Verhältnissen schwanken die Neubaukosten der Strafsen in so ausserordentlich weiten Grenzen, dass bezügliche Zahlenangaben geringen Werth haben. Selbst im Flachlande kommen leicht Unterschiede in den Grenzen von 1 zu 4 vor.

In ebener Gegend mit reichlichem Steinvorrath, bei billigem Grunderwerb, rechnet man für 1^{km} Strafsen etwa 10000 M.; in Marschgegenden, wo der Grund und Boden werthvoll, das Steinmaterial theuer ist und auch die Erdarbeiten theurer werden, kann 1^{km} Strafsen leicht 30000 M. und mehr kosten.

Unter den gewöhnlichen Verhältnissen kann man in Preussen als Durchschnittspreis für 1^{km} Strafsen 10000 bis 30000 M. annehmen.

In der Provinz Brandenburg waren bis Ende 1883 818,618^{km} Chausseen mit von der Staatsregierung, bezw. vom Brandenburgischen Provinzialausschuss bewilligten Bauprämien ausgebaut, welche nach den Kostenanschlägen die Aufwendung von 11505661 M., für 1^{km} also durchschnittlich 14055 M. erforderten.

In Hannover¹⁾ kosteten die bis zum Jahre 1830 fertig gestellten 1335 km Chausseen etwa 10000 M. für 1 km.

In der Zeit von 1873 bis 1881 sind dort 1623,9 km Landstraßen gebaut, welche einen Kostenaufwand von 27 027 932 M., also durchschnittlich rund 17000 M. für 1 km erforderlich machten.

In Schleswig-Holstein²⁾ haben Geest-Chausseen mit Steinschlagbahn 27 000 M. für 1 km gekostet; eine kurze Klinkerstraße (Oldenburger und Holsteinische Klinker) kostete 30800 M.

In Oldenburg³⁾ haben die Kosten für die Herstellung der Klinkerstraßen (ausschließlich der größeren Brückenbauten) je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 7000 und 43000 M. für 1 km geschwankt.

In der Schweiz⁴⁾ kostete die Erbauung der 182 km langen Simplon-Straße in den ersten Jahren unseres Jahrhunderts 9750000 Fr., also für 1 km rund 43000 M. Die in der Schweiz bis 1878 ausgebauten 6547 km Hauptstraßen 1. Kl. sollen durchschnittlich für 1 km den Aufwand von 21184 M. erfordern haben. Die billigsten Straßen hat der Kanton Zug: 103,7 km für je 6072 M., die theuersten Basel-Stadt: 86,5 km für je 54000 M. —

Ueber die Form der Behandlung der Kostenanschläge für Straßen-Neubauten sind in der preussischen Instruktion eingehende Vorschriften enthalten.

Jedem Kostenanschlage muss ein Erläuterungsbericht voran gehen, welcher über Bodenbeschaffenheit, Baulinie und die zu wählende Bauweise der Straße, sowie auch über das Baumaterial genaue Auskunft giebt. Der Kostenanschlag soll nach folgenden Titeln aufgestellt werden:

I. Erdarbeiten. Die Veranschlagung kann bei geringen Auf- und Abträgen nach Metern Straßenlänge erfolgen; anderenfalls ist eine genaue Massenberechnung aufzustellen, welche dem Hauptanschlage als Anlage beigefügt wird.

II. Befestigung der Böschungen. Hier sind die für Bekleidung und Pflasterung der Böschungen, für Futtermauern und für Nachregulirung der Straße nach Fertigstellung der Steinbahn aufzuwendenden Arbeiten aufzuführen.

III. Brücken und Durchlässe. Die Darstellung der einzelnen Bauwerke erfolgt durch Normalzeichnungen oder Zeichnungen mit besonderen Kostenanschlägen unter Beifügung von Bohrungsprofilen, in denen die Wasserstände angegeben sind.

IV. Anfertigung der Steinbahn. Unter: a) Material, sind die für die Entnahme zu zahlenden Entschädigungen, die Kosten der Materialien nach Kubikeinheiten, sowie unter einer getrennten Position die Kosten für Aufsetzen und Messen zu verrechnen. Material, welches voraussichtlich aus vorhandenen alten Anlagen gewonnen wird, ist abzusetzen. Unter: b) Arbeitslohn, gehören alle bei der Herstellung der Steinbahn auszuführenden Arbeiten, einschliesslich der Walzung.

V. Baum- und Schutzpflanzungen. Unter diesem Titel sind alle Anpflanzungen einschliesslich der Herstellung der Baumlöcher und der Beschaffung der Baumstangen zu veranschlagen.

VI. Geländer, Stationszeichen usw.

VII. Chausseegeld-Erhebestellen, Wohnhäuser usw. Nachdem auf den früheren Staatschausseen und den meisten Kreisstraßen Weggeld nicht mehr erhoben wird, fällt dieser Titel vielfach aus. Sollten derartige Gebäude vorkommen, so sind entweder besondere Kostenanschläge mit Zeichnungen anzufertigen, oder es ist in den Hauptanschlag vorläufig eine Ueberschlags-Kostenberechnung einzusetzen.

VIII. Geräthschaften. Größere Geräthschaften, wie Chausseewalzen, sind einzeln anzuführen; für die Anschaffung der gewöhnlichen Geräthe ist dagegen eine Pauschsumme auszuwerfen.

IX. Grund- und Nutzungsentschädigungen. Alle zu erwerbenden Grundflächen mit den etwa zu vergütenden Ernteverlusten sind in einer

1) Zeitschr. d. Haan. Arch. u. Ingen. Ver. 1883, S. 563, u. 1884, S. 308.

2) Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 283.

3) Osthoff, Die Klinker und die Klinkerstraßen.

4) Bavier, Die Straßen der Schweiz.

Entschädigungs-Berechnung gesondert anzuführen, wobei ihre örtliche Lage im besonderen Lageplan thunlichst durch Nummerirung zu bezeichnen ist. Auch die Kosten für Abschätzung und Vermessung, sowie die Fortschreibung sind hier zu berechnen.

X. Anlegung von Interimswegen.

XI. Insgemein, unvorhergesehene Ausgaben, Aufsichtskosten und Rendantur-Gebühren. Werden die Kosten für die Ausarbeitung des Entwurfs nicht besonders aufgebracht, so sind sie hier mit auszuwerfen. Die in Ansatz zu bringenden Beträge sind so zu bemessen, dass eine Abrundung der Bau-summe erzielt wird.

Muthmaßliche Einnahmen aus dem Verkauf von übrig bleibenden Materialien, alten Geräthen und dergl. sind in Abzug zu bringen.

VII. Die Walzung der Strafsen.

a) Nutzen der Walzung.

Wenn auch das Walzen neu gebauter oder alter, mit neuen vollen Decklagen versehener Steinbahnen jetzt allgemein üblich und das Verfahren, solche Steinbahnen unbefestigt dem Verkehr zu übergeben, als veraltet anzusehen ist, so scheint es doch erforderlich, die Hauptvortheile der Walzung kurz zusammen zu stellen:

1. Die gewalzten Bahnen sind besser und dauerhafter als diejenigen, welche allmählig durch den Strafsenverkehr befestigt worden sind. Je mehr im Wasser lösliche Schlammtheile in einer Steinschlagbahn enthalten sind, desto leichter wird dieselbe bei feuchter Witterung erweichen und nicht mehr im Stande sein, den Angriffen des Verkehrs ausreichend zu widerstehen. Es bilden sich Löcher und Gleise und im Innern des Steinkörpers muss ein Zermalmen der gegen einander verschobenen Steinbrocken stattfinden. Auch sind solche Bahnen der Auflockerung durch den Frost in höherem Grade ausgesetzt. Man muss deshalb durch die Walzung dafür sorgen, dass der Steinschlag möglichst schnell und dicht zusammen gepresst wird, bevor eine Verunreinigung durch Eindringen großer Mengen erdiger Theile stattfinden kann.

2. Durch die Walzung wird eine beträchtliche Menge Steinmaterial erspart. Wenn der Steinschlag im Laufe langer Zeit unter dem Drucke der Wagenräder sich verbinden soll, so wird vor dem Festwerden ein nicht geringer Theil zerdrückt oder rund geschliffen werden. Er vermag nach Verlust der scharfen Kanten überhaupt nicht mehr einen festen Steinkörper zu bilden. Das durch solches Verfahren vergeudete Steinmaterial hat in der Regel einen Werth, welcher die Kosten der Walzung mehrfach übersteigt. Die Größe des Verlustes an Gestein ist freilich zahlenmäßig schwer zu ermitteln, doch soll derselbe nach Schätzung bis zu 50 % steigen können.

3. Den Fuhrwerken und Zugthieren, welche gezwungen sind, lose liegende Steinschüttungen allmählig fest zu fahren, wird ein empfindlicher Schaden zugefügt, der allerdings der Strafsenbau-Verwaltung nicht fühlbar wird, aber volkswirtschaftlich schwer ins Gewicht fällt.

Sinngemäß gilt das Vorstehende auch für die im Strafsenunterhaltungs-Betriebe auszuführenden Neubeschüttungen.

b) Die Pferdewalzen.

Im Jahre 1787 soll de Cessart die künstliche Dichtung der Steinbahnen zuerst empfohlen und mittelst hohler gusseiserner Walzen von etwa 2,3 m Länge, 0,9 m Durchmesser und 3500 kg Gewicht durchgeführt haben. Ogleich von dieser Zeit an in Frankreich und Deutschland stets weitere Versuche gemacht worden sind, so ist doch erst 1830 durch Polonceau das Walzverfahren in größerem Umfange zur Anwendung gebracht worden und zwar unter Benutzung hölzerner Walzen.

Auch in der folgenden Zeit bestanden die Walzen meistens noch aus Holz (theils hohl, theils voll) und waren zur Erreichung des nöthigen Gewichts mit

Eisen beschlagen. Dieselben erforderten jedoch so hohe Unterhaltungskosten, dass man zur Herstellung von Walzen aus Granit (oft aus einem Findling aus der norddeutschen Tiefebene) überging.

Hierbei trat ein neuer Uebelstand hervor: Die Steinwalzen verloren bei dem Gebrauche bald die runde Form, und waren dann, vor völlig neuer Bearbeitung der Mantelfläche unter Verringerung des Durchmessers, nicht mehr verwendbar.

Man ging nun wieder auf eiserne Walzen (Hohlzylinder) zurück, welche sich bewährten und jetzt allgemein in Gebrauch sind.

Genaueres über die sehr verschiedenen Konstruktionen der Pferde-Walzen (in anderen Stellen) nachzusehen; hier mag als Beispiel nur die Zeichnung einer der gegenwärtig in der Provinz Hannover üblichen älteren Walzen mitgeteilt werden, Fig. 107.

Der Walzzylinder. Der Durchmesser der Strafsenwalzen wird zwischen 1,5 m und 2,0 m, meistens zu 1,7 m bis 1,9 m angenommen (1,9 m in Fig. 107). Walzen mit kleinerem Durchmesser haben den Mangel, dass sie bei gleichem Gewicht für die Breitereinheit tiefer in die lose Steinschüttung einsinken, als größere und dadurch in erhöhtem Maasse den Steinschlag wellenförmig vor sich herschieben und rund schleifen. Auch wächst — abgesehen von der von der Walze verrichteten mechanischen Arbeit — die erforderliche Zugkraft mit dem Abnehmen des Durchmessers. Bei größerem Durchmesser dagegen nimmt die Gefahr des Umwerfens zu. Aus letzterem Grunde darf auch die Breite nicht zu klein bemessen werden; sie wird meistens auf 1,0 bis 1,5 m festgesetzt (1,07 m in Fig. 107). Größere Breite ist nicht zweckmäßig, weil die Wölbung der Steinbahn den Mantel dann nicht in ganzer Breite gleichmäßig zur Wirkung kommen lässt. Man kann bei zu großer Walzbreite an einzelnen Stellen Zerdrückung des Steinmaterials beobachten, während an anderen Stellen die Steinbrocken noch ganz lose liegen und kaum von der Walze berührt werden.

Die Stärke des Mantels *a*, der aus dauerhaftem Material — meistens Hartguss — mit größter Sorgfalt hergestellt werden muss, beträgt 6 cm bis 8 cm (7,3 cm in Fig. 107). Im Inneren desselben werden Verstärkungsrippen angebracht.

Belastung und Gewicht. Aus folgenden Gründen ist es wichtig, das Gewicht der Walzen in möglichst weiten Grenzen verändern zu können:

1. Die frisch aufgeschütteten Steinbrocken

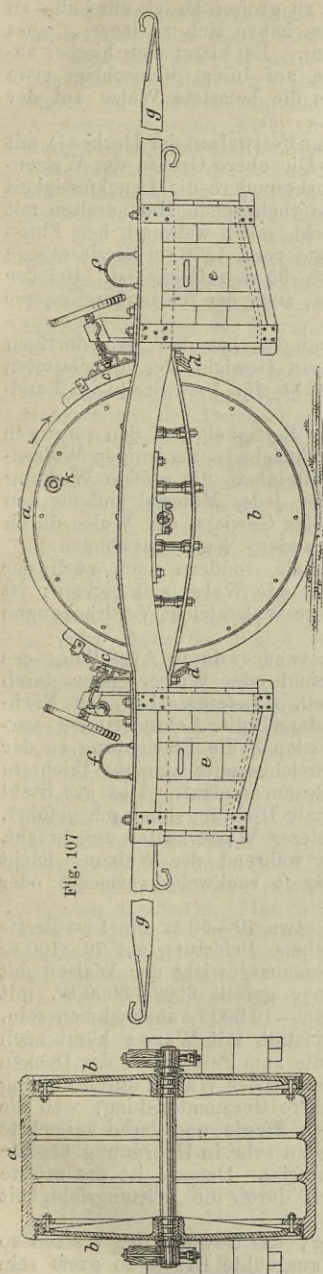


Fig. 107

²⁾ Rühlmann, Allgem. Maschinenlehre Bd. III. S. 143. — Petrik, Das Walzen der Strafsen, Prag 1884. — Zeitschr. des Hannov. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1861, S. 85.

werden bei Beginn der Walzung am besten ohne zu großen Druck allmählich an einander geschoben; erst wenn dieselben begonnen haben sich zu lagern, muss eine möglichst feste Zusammenpressung stattfinden. Es bietet sich hierbei zugleich der Vortheil, dass die unbelastete Walze auf losem Steinschlag etwa dieselbe Zugkraft (Zugthiere-Zahl) erfordert, wie die belastete Walze auf der fest werdenden Steinbahn.

2. Die Erfahrung zeigt, dass die Zeitdauer zum Festwalzen der Decken¹⁾ mit dem zunehmenden Walzdruck stetig abnimmt. Die obere Grenze des Walzdrucks wird aber durch die Beschaffenheit — insbesondere die Druckfestigkeit — des Steinmaterials festgelegt; sie soll bei den rheinischen Hartbasalten mit 120 kg für 1 cm Walzenbreite noch nicht erreicht sein, während bei Fluss- oder Grubenkies, welcher in der Rheinprovinz auf rund 1200 km Strafsenlänge zur Verwendung kommt, nur ein Druck von 45—55 kg zulässig ist. Bei der Bestimmung dieser Ziffer sollte, genau genommen, auch der Walzendurchmesser berücksichtigt werden.

Nach den in Hannover gemachten Erfahrungen hat bei den dortigen Strafsenbau-Materialien als Durchschnittswerth ein Gewicht der unbelasteten Walze von 33—50 kg, der belasteten von 67—83 kg für 1 cm Breite im Landstrafsensbau sich am besten bewährt.

Will man nun für jedes Material je nach der Festigkeit und den sonstigen Eigenschaften desselben — glatte oder rauhe Bruchfläche — denjenigen Walzdruck anwenden, mit welchem innerhalb der Zeiteinheit die größte Wirkung erreicht werden kann, so muss man entweder für jedes Material und für den Beginn und für die Beendigung der Walzung das Gewicht der Walze durch Belastung verändern können, oder jedesmal eine andere Walze verwenden.

3. Nicht nur nach der Art des Steinmaterials, sondern auch nach der Tragfähigkeit des Untergrundes muss das Gewicht der Walze sich richten; ist letzterer moorig oder feucht, so wird eine zu schwere Walze leicht Verdrückungen der Steinbahn bewirken oder gar einsinken.

Man bewirkt die Belastung der Walzen entweder durch Ausfüllung des inneren Hohlraums mit Einsatzquadern, Kies, Sand oder Wasser, oder durch Anbringung von Belastungskasten am Zuggestell. Letzteres hat den Nachtheil, dass sie die Belastung der Achse und damit die Achsenreibung vermehren. Fig. 107 zeigt außer dem Belastungskasten *e* die Einrichtung zu der jetzt am meisten üblichen Füllung mit Wasser, welches mittelst eines Trichters durch die Messing-Verschraubung *k* in den Hohlraum einläuft. Die aus Stahl hergestellte Achse ist durch die Seitenböden *b* mit Dichtung hindurch geführt. Oft wird auch innerhalb der Walze ein besonderer Wasserkasten angebracht. Bei nur theilweiser Füllung kommt das Wasser während der Walzung leicht ins Schwanken, wodurch die erforderliche Zugkraft ruckweise vermehrt oder vermindert wird.

Das Gewicht der unbelasteten Walzen pflegt etwa 40—50 kg für 1 cm Breite zu betragen und kann durch die eben beschriebene Belastung auf 70—100 kg gesteigert werden. Als Mittelwerth für das Gesamtgewicht der Walzen mit Gestell wird unbelastet 4000—6000 kg, mit Wasser gefüllt 6000—8000 kg, mit Wasserfüllung und gefüllten Belastungskasten 8000—10 000 kg anzunehmen sein.

Die Füllung der Pferdewalzen mit Sand²⁾ anstatt mit Wasser kürzt nach den in der Rheinprovinz gemachten Versuchen die zum Festwerden der Decken erforderliche Zeit ab; dagegen ergab die Beschwerung der Walzen durch Füllung mit Schwerspath und Eisenfeilspähnen keine höhere Gesamtleistung, weil die größere Zahl der zum Fortbewegen erforderlichen Pferde und deren vermehrte Anstrengung beim Ziehen den losen Steinschlag zu sehr in Unordnung brachte und die eben fest werdende Oberfläche wieder aufriss. Danach ist das größte Gewicht, welches eine Pferdewalze erhalten darf, durch die Leistungsfähigkeit der Bespannung von 8 Pferden, bestimmt.

Die von einigen Seiten erhobene Forderung, das Gewicht der Walzen so weit zu vergrößern, dass der von jeder Zone ausgeübte Druck so groß sein

¹⁾ Deutsche Bauzeitg. 1889, S. 266.

²⁾ Deutsche Bauzeitg. 1889, S. 248.

soll, als der Radfelgendruck der schwersten auf der Strafsen verkehrenden Fuhrwerke, ist in der Regel nicht erfüllbar.

Das Zuggestell wird entweder — wie Fig. 107 zeigt — aus Eichenholz mit Eisenbeschlag oder ganz aus Eisen hergestellt. Die Verwendung des Holzes wird deshalb empfohlen, weil bei den unvermeidlichen Beschädigungen Ausbesserungen an jedem Orte leicht ausgeführt werden können, während die Beschädigung der eisernen Gestelle auf abgelegenen Strafsen oft zu sehr lästigen Unterbrechungen der Arbeit führt. Eiserne Gestelle, welche bei der Fortlassung der Belastungskasten meistens zur Verwendung kommen und dann sehr einfache Gestalt annehmen, haben den Vorzug größerer Dauer.

Ein Wenden der nach den üblichen Mustern gebauten Walzen am Ende der Walzstrecke ist nicht ausführbar. Man muss deshalb nach jedem Walzenübergange umspannen und an jedem Ende des Gestells eine Deichsel *g* anbringen. Hierdurch wird zugleich erreicht, dass das Walzgestell sich im Gleichgewichte befindet und also die Zugthiere nicht durch sein Eigengewicht belastet.

Um den sehr erheblichen Zeitverlust beim Umspannen (etwa 6 Minuten) zu vermeiden, hat man bei einer neueren Konstruktionsweise den Walzzyylinder in einem ringförmigen Rahmen angebracht, über welchem ein zweiter drehbarer Rahmen mit der Deichsel sich befindet.

Hierdurch wird es zwar beim Vorhandensein der nöthigen Strafsenbreite ermöglicht, die Bespannung wenden zu lassen, ohne den Walzzyylinder drehen zu müssen; doch kann der Nutzen dieser Anordnung bestritten werden, weil man den Zugthieren die nach dem Abwalzen einer angemessenen Strecke zum Umspannen erforderliche Zeit ohnehin zum Ausruhen gewähren muss. Auch soll die Konstruktion nicht einfach genug sein und viel Unterhaltungs-Kosten erfordern.

Einen wichtigen Theil der Walzen bilden die Bremsen (*c* in Fig. 107). Während früher vielfach Bügelbremsen¹⁾ angewandt wurden, pflegt man jetzt an jeder Seite der Walze eine einfache, kräftige Klotzbremse anzubringen, welche mittelst eines Handrades mit Schraube leicht und sicher angezogen werden kann.

Um die Oberfläche der Walze stets rein zu halten, werden Kratz- oder Streicheisen von verschiedenen Formen angewendet (*d* in Fig. 107), welche so eingerichtet sein müssen, dass sie in und außer Berührung mit der Walze gebracht werden können.

Die in Fig. 107 mit *f* bezeichneten Bügel dienen zum Durchstecken langer Bäume, mittelst derer je 2 oder 3 Arbeiter beim Walzen der geneigten Steinbahnkanten oder beim Transport auf sehr unebenen Strafsen und auf unsicherem Untergrunde das Umkippen der Walze verhindern.

Zur Bespannung der Strafsenwalzen dienen manchmal 4, in der Regel 6, oft auch 8 Pferde. Man wird — wie schon oben bemerkt — gewöhnlich zur Fortbewegung der unbelasteten Walze auf dem losen Steinschlagen dieselbe Anzahl von Zugthieren nöthig haben wie später auf der schon gelagerten Steinbahn, bei voll belasteter Walze.

Von Wichtigkeit ist es, zu beachten, dass bei großer Anstrengung die Pferde mit den Hufen die zu waltende Steinbahnfläche zu sehr aufreißen, und dass man daher besser thut, die Bespannungszahl etwas zu groß als zu gering zu wählen.

c) Die Dampfwalzen.

Vielfach kommen neuerdings Dampfwalzen zur Anwendung, von denen folgende zwei Systeme zu unterscheiden sind:

« Das französische — Ballaisson'sche — System²⁾, Fig. 108.

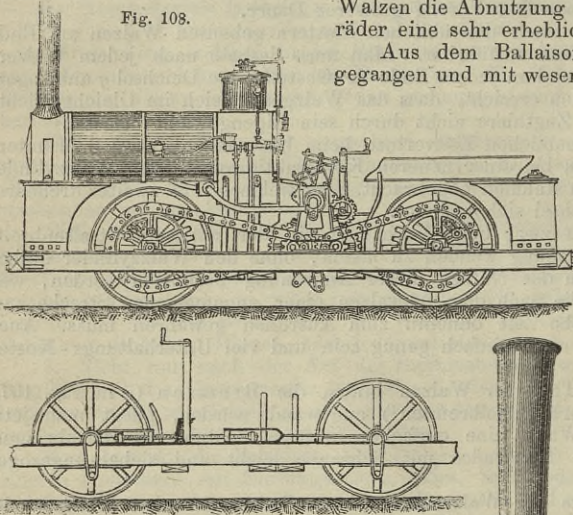
Dasselbe ist der Pferdewalze nachgebildet. Seine Eigenartigkeit beruht darin, dass zwei gleich große und ungetheilte Walzen vorhanden sind, die in einem Rahmen liegen und die beide mit Hilfe von Kettenrädern durch den Dampfdruck bewegt werden. Der Durchmesser der Walzen von 1,45 bis

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen.-Ver., 1862.

²⁾ Zeitschr. f. Bauw., 1869.

1,50 m stimmt annähernd mit der Breite derselben überein; das Gewicht im dienstfähigen Zustande schwankt zwischen 17,5 t und 22,5 t. Es sind 2 schwingende Dampfzylinder angeordnet und das Erforderniss an Betriebskraft ist 5 bis 10 Pfdkr. Um das Durchfahren von Krümmungen bis zu etwa 15 m kleinstem Halbmesser zu ermöglichen sind die beiden Walzenlager an je einem Ende mittelst Schraube, Kegelrädern und Kurbeln verstellbar eingerichtet und zum Schutze gegen heftige Stöße sind die Verbindungen zwischen den Kettenrädern und den Walzen elastisch gemacht. Bei der Beweglichkeit der Lagerungen muss bei diesen Walzen die Abnutzung der Ketten und Kettenräder eine sehr erhebliche sein.

Fig. 108.

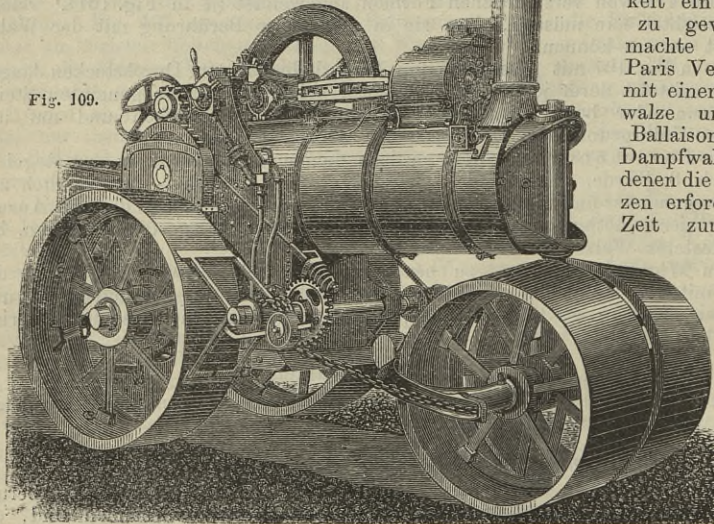


Aus dem Ballaisson'schen System hervorgegangen und mit wesentlichen Verbesserungen

versehen ist die seit 1864 in Paris zum Walzen der Steinschlagbahnen verwandte Dampfwalze von Gellerat. Dieselbe wurde in drei Größen angefertigt von 1,4 m, 1,5 m und 1,9 m Walzenbreite, 1,2 m und 1,45 m Walzendurchmesser und 8,5 t, 12,0 t und 15,0 t Gewicht.

Um über die Leistungsfähigkeit ein Urtheil zu gewinnen, machte man in Paris Versuche¹⁾ mit einer Pferde- und der Ballaisson'schen Dampfwalze, bei denen die im ganzen erforderliche Zeit zur Her-

Fig. 109.



stellung von je 1 915,8 qm Steinschlagbahn 34 Stunden 30 Min. und 18 Stunden 47 Min. betrug. Darunter waren wirkliche Arbeitszeiten 24 Stunden 40 Min. und bezw. 14 Stunden 57 Min. Die Kosten für 1 qm beliefen sich auf 0,108 Fr.

¹⁾ Zeitschr. f. Bauw., 1869.

und 0,09 Fr. Die Geschwindigkeit der Pferdewalze betrug 3 729 ^m in der Stunde, während man in der Regel nicht mehr als 2 500 ^m wird annehmen können. Großes Gewicht ist einem so kurzen, einmaligen Versuche wohl nicht beizulegen.

In Deutschland und England sind die französischen Walzen nicht oft zur Anwendung gelangt und in neuester Zeit sollen sie sogar in dem Geschäftsbereiche des französischen Arbeitsministeriums und der Stadt Paris durch die englischen Walzen verdrängt sein.

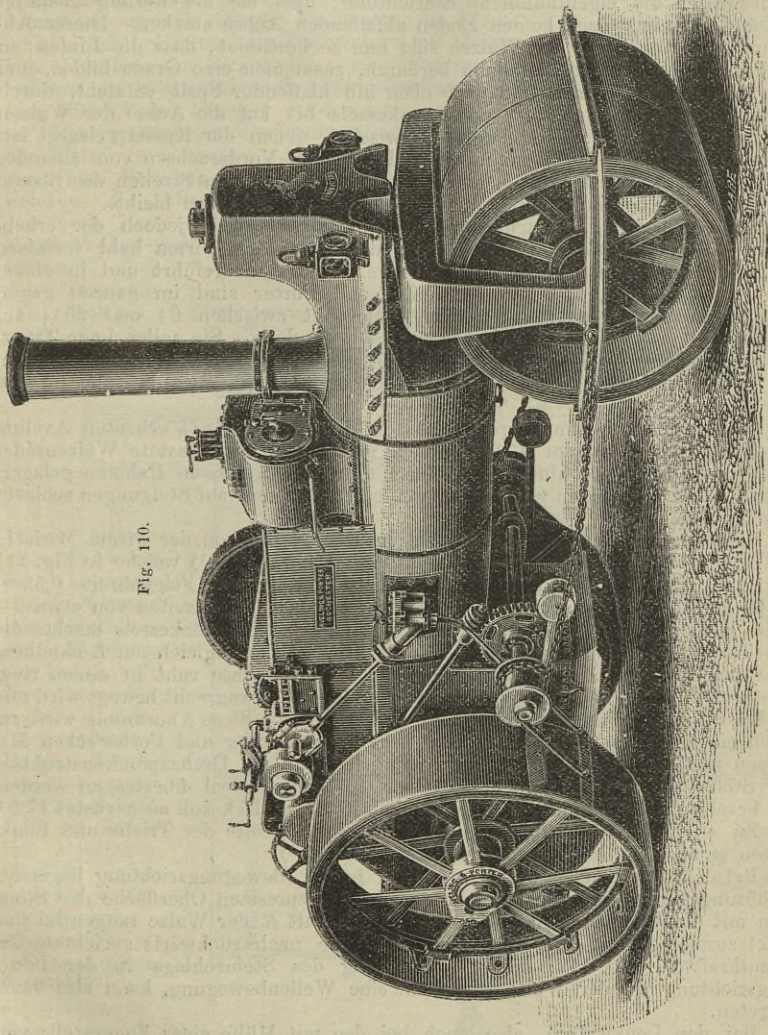


Fig. 110.

β. Das englische System

ist aus der Nachahmung der Lokomotive entstanden. Als Beispiel einer Walze dieser Art möge die in Abbildung 109 dargestellte Walze von Aveling & Porter in Rochester gelten. An Stelle der beiden Walzen der französischen Bauweise treten vier räderartige Walzen, welche sich den Unebenheiten der

Straßenwölbung besser anschmiegen und also auch gleichmäßiger wirken können. Größere Beweglichkeit wird den französischen Walzen gegenüber dadurch erzielt, dass nur ein Walzenpaar — und zwar die rückwärts liegenden größeren Walzen — von der Maschine unmittelbar in Bewegung gesetzt wird. Die kleineren, nur leicht belasteten vorderen Walzen dienen als Lenkwalzen. Der Betrieb erfolgt nicht durch Ketten, sondern durch Zahnräder mit doppeltem Vorgelege; die Lenkbarkeit der Walze wird durch Wendeschemel, Schneckenrad und Kette hergestellt. Um den Langkessel stützen zu können haben die Vorderwalzen die eigenthümliche Einrichtung, dass sie kegelförmig gestaltet sind und auf einer nach beiden Enden abfallenden Achse stecken. Dieser Abfall und die Kegelform der Walzen sind nun so bestimmt, dass die Linien, in welchen die Walzen die Steinbahn berühren, zusammen eine Grade bilden, und dass zwischen den Walzen ein nach oben hin klaffender Spalt entsteht, durch welchen ein Zapfen als Stütze des Langkessels bis auf die Achse der Walzen hinab geführt ist. Die Hinterwalzen, zwischen denen der Kessel gelagert ist, sind nicht ganz um die Gesamtbreite der beiden Vorderachsen von einander gerückt, so dass die 4 Walzen einen zusammen hängenden Streifen der Straße bearbeiten, welcher innerhalb seiner Fläche von Rändern frei bleibt.

Die eigenartige Konstruktion der Lenkwalzen wurde jedoch der erheblichen Unterhaltungskosten wegen von der genannten Firma bald verlassen und seit 1879 werden dieselben zylinderförmig ausgeführt und in einem Bügel gelagert, Fig. 110. Von Aveling und Porter sind im ganzen gegen 600 Dampfwalzen erbaut; das Gewicht schwankt zwischen 6 t und 25 t; am meisten kommen solche von 10—15 t zur Verwendung. Sie sollen beim Transport von Baustelle zu Baustelle Steigungen von 1:7, bei der Arbeit Steigungen von 1:12 überwinden können. Die Arbeitsbreite liegt etwa zwischen 1,45 m und 2,35 m.

Endlich mag erwähnt werden, dass die ältesten vor 1874 erbauten Aveling und Porter'schen Walzen 4 fast gleich große, gleich belastete Walzenräder hatten, von denen die hinteren in einem schweren drehbaren Rahmen gelagert waren. Diese Maschinen waren aber wenig lenkbar und auf Steigungen schlecht zu gebrauchen.

Ebenfalls mit vier räderartigen Walzen arbeitet die von der Firma Mehlis & Behrens für die Stadt Berlin hergestellte Dampfwalze,¹⁾ welche in Fig. 111 dargestellt ist. Der Walzendurchmesser beträgt 1,5 m, die Felgenbreite 0,52 m; die Hinterräder haben etwa 1,0 m Abstand, so dass ein Streifen von etwa 2 m Breite gewalzt wird. Die Aufstellung des Field'schen Röhrenkessels machte die Anbringung seitlicher Längsbalken erforderlich, welche zugleich zur Aufstellung eines wagenartigen Ueberbaues dienen. Die Vorderachse ruht in einem ringförmigen Rahmen, welcher mittelst Kette und Spindel wagrecht bewegt wird und der Maschine die nöthige Lenkbarkeit gewährt. Durch diese Anordnung wird zugleich ein Uebelstand vermieden, der gegen die Aveling und Porter'schen Maschinen geltend gemacht wird: dass nämlich durch die Drehzapfenkonstruktion alle Stöße der Lenkwalzen unmittelbar auf den Kessel übertragen werden. Die beschriebene Dampfwalze wiegt unbelastet etwa 15 t, voll ausgerüstet 17,5 t. Zu einem Urtheil über die zweckmäßigste Größe der Trieb- und Lenkwalzen gelangt man durch folgende Betrachtung:²⁾

Bei den Triebwalzen wirkt in jedem, in der Bewegungsrichtung liegenden Berührungspunkte der noch nicht zusammen gepressten Oberfläche der Steinbahn mit dem Walzenmantel die bewegendes Kraft K der Walze tangential und bildet zusammen mit dem Eigengewichte G die nach rückwärts gerichtete Gesamtkraft R , Fig. 112; eine Verschiebung des Steinschlags in der Bewegungsrichtung vor der Walze her, d. h. eine Wellenbewegung, kann also kaum eintreten.

Bei den Lenkwalzen, also auch bei den mit Hülfe eines Zuggestells vorwärts bewegten Pferdewalzen, kann dagegen der Walzenmantel keine tangential gerichtete Kraft ausüben; die zur Fortbewegung dienende Zugkraft K_1 wird

¹⁾ Petrlík, Das Walzen der Straßen.

²⁾ Deutsche Bauztg., 1869, S. 250.

mit dem Eigengewicht G die vorwärts gerichtete Gesamtkraft R_1 bilden, und ein Vorwärtsschieben der Steinbrocken bewirken, Fig. 113.

Zieht man ferner in Betracht, dass Walzen von kleinerem Durchmesser tiefer in die lose Steinschüttung einsinken als gröfsere, dass also bei Triebwalzen die aus der Einsenkung und dem zurückgelegten Wege sich ergebende Leistung mit kleinerem Walzen-Durchmesser wächst, während bei Lenkwalzen mit abnehmendem Durchmesser das Aufschieben des Steinschlags vor der Walze zunimmt, so ergibt sich die Forderung, die Lenkwalzen mit gröfserem, die Triebwalzen mit kleinerem Durchmesser herzustellen: eine Forderung, welcher aus konstruktiven Gründen allerdings bislang nicht Folge gegeben worden ist.

Mit vorstehender Erwägung stimmen die an den Walzen von Aveling und Porter gemachten Erfahrungen überein, bei welchen die kleinen Lenkwalzen den noch losen Steinschlag oft in hohen Wellen vor sich herschieben, während bei den Triebwalzen solches nicht zu bemerken ist.

Diese ungünstige Wirkung der Lenkwalzen hört zwar mit zunehmender Dichtung der Decke auf; dann aber ist auch ein nennenswerther Nutzen derselben nicht mehr wahrzunehmen, weil sie durch ihr geringes Gewicht keine so kräftige Zusammenpressung der Steinbahn ausüben vermögen als die Triebwalzen.

Um letzterem Mangel abzuhelpen, muss eine gleichmäfsigere Vertheilung der Last der Maschine auf die Lenk- und Triebwalzen stattfinden. Je mehr aber die Last der Lenkwalzen gesteigert wird, desto stärker macht sich der bei der Unebenheit der zu walzenden Strafsenoberfläche unvermeidliche, ein-

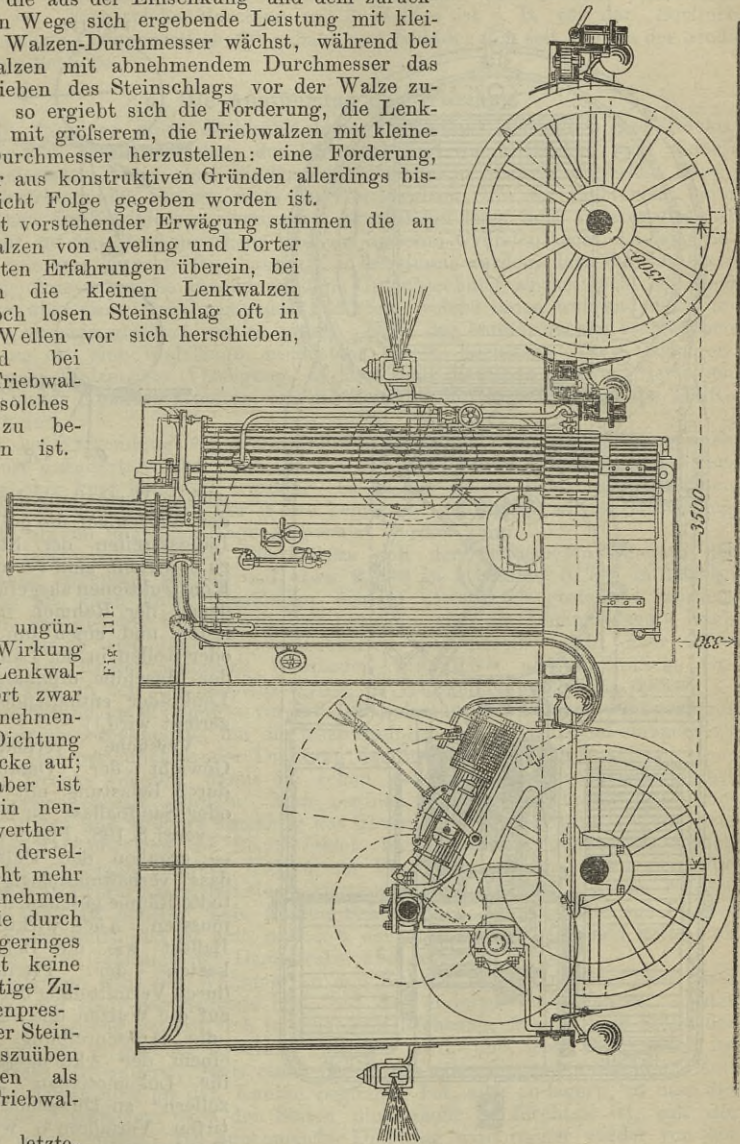


Fig. 111.

seitige Gegendruck gegen die Walzenpaare geltend, welcher den Rahmen der Walze — oder den Kessel bei der Aveling und Porter'schen Bauart — um eine wagrechte Längsachse zu verdrehen sucht. Um dieses Drehmoment zu beseitigen und zugleich, was noch wichtiger ist, um eine möglichst gleich-

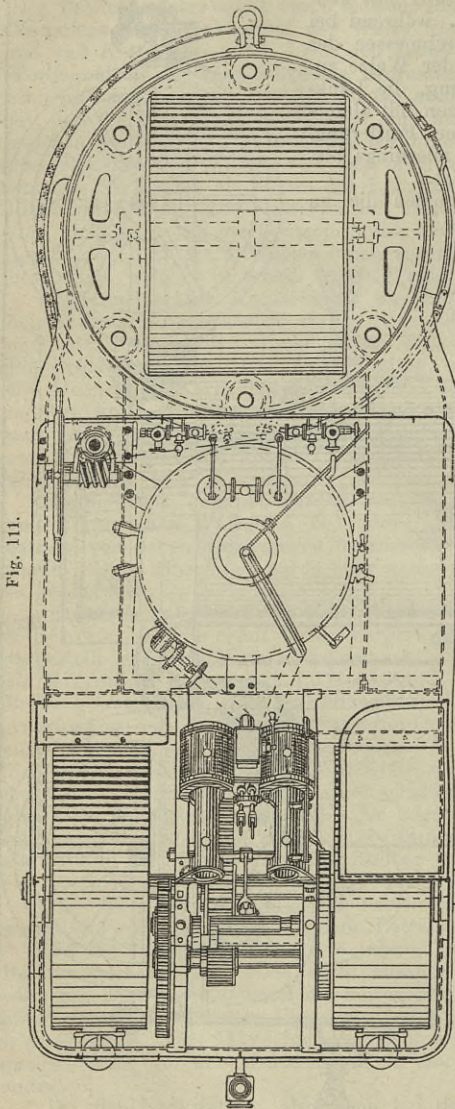


Fig. 111.

Fig. 112.

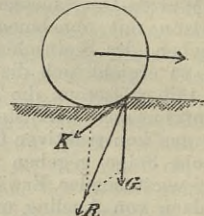
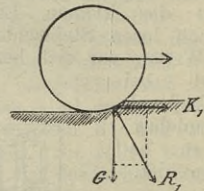


Fig. 113.



mäßige Vertheilung des Drucks der Walzen auf die getroffenen Längsstreifen der Steinbahn zu bewirken, sind verschiedene Konstruktionen ausgeführt, bei denen der Rahmen in einen festen und einen um Bolzen oder Rollen in der Längsachse der Maschine drehbaren, die Lenkräder enthaltenden Theil zerlegt wird.¹⁾

Versuche, veränderliches Gewicht der Dampfwalzen durch Belastung mit Wasser- oder Sandballast zu erreichen — vergl. S. 198, „Pferdewalzen“, — ergaben den Uebelstand, dass verhältnißmäßig große todte Räume geschaffen werden mußten. Auch wirkte dieser Ballast wie die Belastungskasten der Pferdewalzen durch Vermittelung der Achsen auf die Walzen und vermehrte die Achsenreibung. Nach einem der Aktiengesellschaft für Lokomotivbau „Hohenzollern“ zu Düsseldorf patentirten Verfahren²⁾ wird die Beschwerung durch keilige Walzenmantel eingebaut und

Gusseisenplatten hergestellt, welche in den

¹⁾ Näheres vergl. im Zentralbl. d. Bauverwltg. 1887, S. 446, und 1888, S. 448.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverwltg. 1887, S. 446.

durch Keile und Schrauben befestigt werden. Doch soll die Benutzung dieser Vorkehrung sehr zeitraubend sein und z. B. die Beschwerung einer 20^t schweren Walze bis 34^t 2 bis 2 $\frac{1}{2}$ Tage Zeit erfordern.

Es mag endlich noch erwähnt werden, dass ausnahmsweise an die Stelle der beiden Lenkwalzen des englischen Systems nur eine breitere Lenkwalze getreten ist. Eine solche Maschine mit 3 Walzen ist z. B. von der „Berliner Maschinenbau-Aktiengesellschaft“ gebaut und befindet sich seit 1881 in der Stadt Berlin im Betriebe.

d) Die Ausführung der Walzung.

Jede Steinlage einer Steinschlagbahn: Unterbau, Mittellage und Decke, muss für sich gewalzt werden; der Unterbau und die Mittellage sind jedoch mit unbelasteter Walze ohne Bindematerial nur leicht abzuwalzen. Die Länge der zu bearbeitenden Strecke muss bei Pferdewalzen, um den Zeitverlust beim Umspannen der Zugthiere zu verringern, hinreichend lang, doch andererseits mit Rücksicht auf den Strafsenverkehr und aus anderen Gründen nicht zu lang bemessen werden. Zweckmäßig kann sie so bestimmt werden, dass die Zugthiere den Weg ohne zu große Ermüdung ohne Unterbrechung zurücklegen, am Ende angelangt aber einer Erholungspause bedürfen, welche ihnen während des Umspannens ohnehin gewährt werden muss. Nach der hannoverschen technischen Anweisung soll eine Walzlänge mindestens 400 m, höchstens 700 m betragen. Stehen zwei Walzen zur Verfügung, so lässt man dieselben gern auf derselben Strecke hinter einander arbeiten, um die Zeit der Fertigstellung auf die Hälfte zu verkürzen.

Bei der Anwendung von Dampfwalzen, bei denen die Walzrichtung ohne Zeitverlust geändert werden kann, dürfen die Strecken zum Vortheile des Verkehrs beliebig kurz bemessen werden. In vielen Fällen wird man dieselben nach der Leistungsfähigkeit der Walze bemessen und täglich so viel Steinschlag verbauen, als am folgenden Tage eingewalzt werden kann.

Die Geschwindigkeit der Pferdewalze soll der bequemsten Gangart der Bespannung angepasst werden und etwa 2,5 km in 1 Stunde (0,7 m in 1 Sek.) betragen; sie kann unter Umständen bis auf etwa 1,0 m gesteigert werden. Ungefähr mit gleicher Geschwindigkeit bewegen sich die Dampfwalzen. Nach dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften soll dieselbe nicht über 0,7 m steigen. Im Regierungsbezirk Wiesbaden gilt 0,5 m als gewöhnliche Geschwindigkeit, in der Rheinprovinz 0,75 m, in Württemberg 0,55 bis 0,83 m.

Beim Beginn der Walzung — vergl. S. 198, Belastung der Walzen, — ist geringes Walzengewicht zweckmäßig, um die losen Steinbrocken allmählich an einander zu schieben; erst bei zunehmender Dichtung der Steinbahn ist die Ausübung eines größeren Drucks geboten, damit die schon gelagerten Steinbrocken möglichst fest zusammengepresst werden. Man beginnt deshalb die Arbeit mit unbelasteter Walze und steigert allmählich das Gewicht durch Belastung. Wenn, wie es bei den Dampfwalzen die Regel bildet, kein Ballast aufgenommen werden kann und vielleicht mehrere Walzen zur Verfügung stehen, sollte man die leichtere Walze vorarbeiten und eine schwerere folgen lassen. Mit gutem Erfolge hat man auch in neuerer Zeit frische Schüttungen einige Male mit Pferdewalzen übergewalzt und ist erst, nachdem der Steinschlag begonnen hatte sich zu lagern, zum Gebrauch der Dampfwalze übergegangen.

Angefangen wird die Walzung an den Kanten der Steinbahn; man lässt die Walze auf einer Strafsenseite hin-, auf der anderen zurückfahren. Jeder folgende Walzenzug bewegt sich in derselben Richtung, so dass jede Stelle der Steinbahn stets in gleicher Richtung getroffen wird, und deckt theils einen im letzten Zuge überwalzten, theils einen der Mitte näher liegenden Streifen. Erst wenn der Steinschlag an den Kanten begonnen hat, sich zu lagern, so dass ein erhebliches Ausweichen nach den Seiten nicht mehr zu fürchten ist, soll die Mitte gewalzt werden. Bei zunehmender Dichtung wird immer wieder von den Seiten her nach der Mitte zu gewalzt. —

Wenn es während der Walzung an natürlicher Nässe fehlt, so muss die Bahn angefeuchtet werden, wozu man Giesskannen oder besser Sprengwagen benutzt; auch Spritzen sind gut verwendbar, wenn die Seitengräben Wasser

führen. Durch die Feuchtigkeit wird die Beweglichkeit der Steinbrocken verringert, das Rundwalzen derselben verhütet und die Lagerung beschleunigt. Man muss jedoch, besonders bei schweren Walzen, ein nachtheiliges Aufweichen des Untergrundes sorgfältig vermeiden. Um das kostspielige Wasserfahren entbehrlich zu machen oder wenigstens zu verringern, wählt man, wenn möglich, feuchtes Wetter; selbstverständlich muss aber dem gegenüber — besonders bei Dampfwalzen — der Zinsverlust berücksichtigt werden, welcher sich ergibt, wenn die Walze unbenutzt steht.

Die Walzung darf nicht vorgenommen werden wenn bei anhaltend nasser Witterung der Untergrund so weich geworden ist, dass eine Verdrückung des Steinbahnkörpers vorkommen könnte.

Ist das Walzverfahren so weit vorgeschritten, dass die obere Steinlage sich vor der Walze nicht mehr verschiebt, so beginnen einzelne Arbeiter etwaige Lücken und Unebenheiten, sowie die durch die Pferdehufe gerissenen Löcher mittelst schärfkantiger Steinbrocken auszufüllen. Sobald die Steinschlagstücke sich so weit gelagert haben, dass sie beim Begehen unter dem Fusse sich nicht mehr bewegen, werden die Steinsplitter aufgestreut, welche aus dem Steinschlage beim Verbauen ausgesiebt sind. Erst wenn die Bahn so weit gedichtet ist, dass ein erhebliches weiteres Zusammenpressen nicht mehr erwartet werden kann, wird sonstiges, je nach der Beschaffenheit des Gesteins fetteres oder mageres Bindematerial gleichmäßig über die Oberfläche vertheilt und (rechtwinklig zur Strafsenrichtung) mit scharfen Besen eingefegt. Vor zu frühzeitigem Verarbeiten des Bindematerials ist dringend zu warnen. Nach den in Württemberg bei der Dampfwalzung gemachten Erfahrungen konnte nach Ablauf von $\frac{2}{3}$ der ganzen Walzungszeit damit begonnen werden.

Man fährt, ohne die Walzarbeit zu unterbrechen, mit dem Aufbringen des Bindematerials fort, bis die in der Steinschlagbahn enthaltenen Hohlräume so viel als möglich ausgefüllt sind. Wenn dies erreicht ist und die Oberfläche der Steinbahn sich völlig fest und eben zeigt, ist die Walzung beendet. Die Zahl der hierzu erforderlichen Walzenübergänge über jede einzelne Stelle ist, je nach der Beschaffenheit des Steinmaterials, der Stärke der Schüttung, dem Untergrunde, dem Walzengewicht und der Witterung außerordentlich verschieden. Für Pferdewalzen giebt v. Kaven 25 bis 100 an. Für eine 12,5^t schwere Dampfwalze waren im Regierungsbezirke Wiesbaden bei 30^{mm} Deckenstärke 33 Walzenübergänge, bei 115^{mm} Deckenstärke 143 erforderlich. In Württemberg schwankte die Zahl der Dampfwalzen-Uebergänge im Jahre 1887 bei einem Durchschnitt von 54 zwischen 33 bei Muschelkalk und 110 bei Basalt. Walzengewicht 13 bis 14^t.

Ebenso unsicher sind die Angaben über die Walzungs-Kosten. Als Mittelwerth einschliesslich aller Nebenkosten für Wasseranfuhr, Handarbeiten während der Walzung und Aufbringung des Bindematerials, jedoch ausschliesslich der Vorbereitung der Steinbahn und des Verbauens des Steinschlags galt früher bei Pferdewalzung der Satz von 0,2 bis 0,4 M. für 1^{qm} Strafsenoberfläche. Für Dampfwalzen rechnete man 10% bis 25% weniger; anscheinend stellt bei weichen Gesteinen die Leistung der Dampfwalzen den Pferdewalzen gegenüber sich weniger günstig, als bei festeren, schwer bindenden Steinarten.

Ausführlichere Angaben über die Kosten der Walzung nach verbautem Material berechnet finden sich weiter unten. Als Mittelwerth für 1^{cbm} festgewalzten Steinschlag, ausschliesslich der Handarbeiten und Wasserzufuhr, wird für Dampfwalzen etwa 0,8 bis 1,2 M., für Pferdewalzen 1,00 bis 1,20 M. gelten können.

Bei mittlerer Schüttungsstärke und weder besonders festem noch besonders weichem Steinmaterial kann eine leichte Dampfwalze in 1 Arbeitsstunde etwa 4 bis 5^{cbm}, eine Pferdewalze etwa 3 bis 4^{cbm} Steinschlag festwalzen. —

Nach Beendigung der Walzung erhält die Bahn zweckmäßig eine dünne Decke von scharfem Kies oder grobem Sand, welche das Ausreißen der noch nicht völlig fest gelagerten Steinbrocken durch die Pferdehufe verhindern und die etwa noch sich öffnenden Fugen stets gleich wieder füllen soll. —

Auf den neuen, durch Pferdewalzen gedichteten Steinbahnen, welche noch einige Wochen in sorgsamster Weise gewartet werden müssen, werden gewöhnlich Sperrzeichen — Steine oder hölzerne Böcke — ausgelegt. Dieselben sollen

die Bildung von Gleisen verhindern, welche durch Spurfahren bei neuen Decken leicht entstehen und außerdem eine weitere Befestigung der Steinbahn herbeiführen, indem sie allmählig alle Stellen dem Verkehr und dem Druck der Wagenräder aussetzen. Bei der Dampfwalzung, welche eine kräftigere Dichtung der Strafsenoberfläche bewirkt, als die Pferdewalzung, ist der Gebrauch der Sperrzeichen weniger wichtig.

Endlich mag bemerkt werden, dass es sehr zweckmäßig ist, die neuen Bahnen bald nach ihrer Vollendung mit einer möglichst schweren Walze einige Male nachzuwalzen, um die durch den Verkehr lose gewordenen Stellen nochmals gründlich zu befestigen. Diese Nachwalzung wird in Württemberg schon nach einigen Tagen, sonst wohl erst nach einigen Wochen vorgenommen. Ist eine Strafe erst im Spätherbst vollendet worden, so ist die Nachwalzung nach Frostaufgang sehr empfehlenswerth.

e) Angaben über die Verwendung der Dampf- und Pferdewalzen im Landstrafsenbau.

Im Vordergrund des Interesses steht hier die Frage, ob und wie weit die Anwendung der Dampfwalzen, deren Brauchbarkeit im städtischen Strafsenbau keinem Zweifel mehr unterliegt, auch für den Landstrafsenbau — und zwar hauptsächlich die Unterhaltung — zu empfehlen ist. Dieselbe wird hier am besten beantwortet werden können durch einige Mittheilungen über die Verwendung, welche die Dampfwalzen bislang gefunden haben und über die dabei gewonnenen Erfahrungen.

α. Die Strafsenwalzung im Königreich Sachsen.

Vergleichende Zusammenstellungen der Leistungen und Betriebskosten einer Aveling und Porter'schen Dampfwalze von 11 150 kg Gesamt-Gewicht — Belastung der Lenkwalzen mit 35 kg, der Triebwalzen mit 89 kg für 1 cm Breite — und einer Pferdewalze giebt der Chausseeinspektor Michael¹⁾ über ausgedehnte Walzungen, welche in den Chausseebezirken Dresden, Pirna und Leipzig ausgeführt worden sind. Danach ist in Dresden und Pirna die Pferdewalze im Stande, dieselbe Steinschlagmenge (meist Basalt) zu dichten, wie die Dampfwalze; in Leipzig dagegen verhalten sich (bei Porphyr) die Leistungen wie 7 : 10.

Die Kosten der Dampfwalzung betragen im Jahre 1883 für 1 cbm Steinschlag: in Leipzig 73,4 Pf., in Dresden 79,6 Pf., in Pirna 87,6 Pf.; diese Zahlen entsprechen einer durch die Dampfwalzung erzielten Ersparniss von 8,3 Pf., 2,1 Pf. und 18,1 Pf. Eine weitere Ersparniss, die auf 4 bis 5 Pf. für 1 cbm geschätzt wird, ist daraus erwachsen, dass die mit der Dampfwalze gedichteten neuen Steinbahnen viel weniger Wartungsarbeiten erfordern als die mit Pferdewalzen hergestellten. Die Kosten der Wasseranfuhr sind bei vorstehenden Preisangaben nicht berücksichtigt.

Im Königreich Sachsen waren im Jahre 1888 bei der staatlichen Strafsenunterhaltung 9 Dampfwalzen im Betriebe. 8 derselben sind Eigenthum der Firma Jacob & Becker in Leipzig und von Aveling & Porter erbaut, die neunte nach gleichem Muster von der Maschinenfabrik Cyclop in Berlin. Das Betriebsgewicht ist bei 8 Walzen 11,5^t, nur bei einer 17^t und auf die Vorder- und Hinterwalzen im Verhältniss 2 : 3 vertheilt.

Bequemer Betrieb soll noch bei Steigungen von 1 : 10 stattfinden; bei Steigungen bis 1 : 8 ist die Walzung noch möglich. Die schwere Walze befestigt durchschnittlich 8,3, die leichtere etwa 6,7^{cbm} Steinschlag in 1 Arbeitsstunde. Die Gesamtkosten der Dampfwalzung einschliesslich der Lieferung des Speisewassers betragen durchschnittlich 80 Pf. und 73 Pf. für 1^{cbm}, der Pferdewalzung, einschliesslich der Anschaffung und Unterhaltung der Walzen, etwa 84 Pf. Das Anwässern der zu walzenden Strecken kostet außerdem noch 33 bis 34 Pf.

Die Unternehmer erhalten für 1 Arbeitsstunde 3,2 M. und 25 bis 27 Pf. Zuschlag für 1^{cbm} verbauten Materials; für die schwere Walze sind die ent-

¹⁾ Der Civilingenieur 1884, S. 51

sprechenden Preise 4,0 M. und 29 Pf., der Transport der Walzen von Baustelle zu Baustelle wird mit 1,0 M. für 1 km vergütet.

Die schwere Walze hat sich auf starken Schüttungen aus schwer bindendem, festen Gestein vortheilhafter erwiesen, als die leichteren; bei weichen Steinarten war kein Vortheil zu erkennen.

β. Die Strafsenwalzung im Regierungsbezirk Wiesbaden.

Auf den Provinzialstraßen des Regierungsbezirks Wiesbaden¹⁾ wurde im Jahre 1882 auf Grund eines mit einem Unternehmer abgeschlossenen Vertrages eine Aveling & Porter'sche Dampfwalze von 12,5^t Dienstgewicht und etwa 1,9^m Arbeitsbreite in Betrieb gesetzt. Dem Unternehmer wurde bei jährlicher Verarbeitung von 4500 bis 9000^{cbm} Steinmaterial für jede Arbeitsstunde eine Vergütung von 3 M. in Aussicht gestellt, sowie ein Zuschlag von 0,25 M. für 1^{cbm} eingewalztes Gestein (im unzerkleinerten Zustande gemessen). Für den Transport der Walze von Baustelle zu Baustelle wurde eine Vergütung von 1 M. für 1 km vereinbart.

In 19 Monaten der Jahre 1882—1884 betrug die Leistung der Dampfwalze in gleicher Arbeitszeit: bei Basalt das 1,34fache der Pferdewalzen, bei weicheren Gesteinsarten das 1,12fache. Bei Basalt stellten sich die Kosten der Dampfwalzung auf 1,17 M. für 1^{cbm} gegen 1,66 M. der Pferdewalze; bei weicheren Gesteinen auf 1,22 M. gegen 1,26 M. Die Zahl der Walzenübergänge für jede Stelle der Steinbahn berechnete sich unter Annahme einer Geschwindigkeit von 0,5^m für die Dampfwalze wie folgt:

Bei mittleren Deckenstärken in mm	30	40	50	60	70	80	100	115
Zahl der Walzenübergänge	33	36	44	52	60	68	100	143

Die grösste Leistung und demnach auch die geringsten Kosten für 1^{cbm} wurden bei etwa 80 mm Deckenstärke erzielt.

Im Herbst 1884 wurde eine 17,5^t schwere Dampfwalze von G. Kuhn in Stuttgart-Berg unter gleichartigen Bedingungen in Dienst gestellt. Es ergaben sich in den Jahren 1882—85 bei der Einwalzung von 17019^{cbm} Gestein mittelst Pferdewalzung und von 22658^{cbm} mittelst Dampfwalzung folgende Durchschnittspreise für 1^{cbm}:

Bei Dampfwalzung:	für Basalt	1,24 M.
	für Grauwacke und Quarzit	1,23 M.
Bei Pferdewalzung:	für Basalt	1,465 M.
	für Grauwacke und Quarzit	1,10 M.

Die Steine sind im unzerschlagenen Zustande gemessen worden, so dass die Schottermengen bei Basalt um etwa 10^{0/0}, bei Grauwacke und Quarzit um etwa 15^{0/0} höher anzunehmen sind. Dabei waren die durch Dampfwalzen gedichteten Basaldecken durchschnittlich um 17^{0/0}, die Grauwacken- und Quarzitdecken um 10^{0/0} stärker, als die mit Pferdewalzen bearbeiteten. Abgerundet entfallen im Durchschnitt auf jeden Tag der Dampfwalzen-Arbeit 34^{cbm} Material bei 42 M. Gesamtkosten, der Pferdewalzen-Arbeit 29^{cbm} bei 37 M.

In den Jahren 1886—88 hat die Einwalzung von 3697^{cbm} Hartbasalt bei mittlerer Stärke der Schüttung von 60 mm durch Pferdewalzen 99 Pf. für 1^{cbm} gekostet, ein Preis, welcher unter Berücksichtigung der Anschaffungs- und Unterhaltungskosten der Walzen sich auf 1,10 M. erhöht. Die stündliche Leistung war durchschnittlich 3,3^{cbm}. Für 7503^{cbm} weichere Gesteine betragen die entsprechenden Kosten 0,97 M. und 1,06 M. bei 46^{mm} mittlerer Schüttungsstärke und 3,61^{cbm} stündlicher Arbeitsleistung.

Die Kosten der Einwalzung von 23354^{cbm} Basalt mit Dampfwalzen stellten sich bei 81^{mm} mittlerer Schüttungsstärke und 3,70^{cbm} stündlicher Leistung auf 1,22 M.; von 26695^{cbm} weicherem Material bei 87^{mm} mittlerer Stärke der Decke und 4,10^{cbm} stündlicher Leistung auf 1,09 M. Das letztere verhältniss-

¹⁾ Deutsche Bauztg. 1884, S. 329 u. 341; 1886, S. 161 u. 170; 1888, S. 602.

mäßig ungünstige Ergebniss mag sich zum Theil dadurch erklären, dass 2 der zur Verwendung gebrachten Dampfwalzen für weiches Gestein unnöthig schwer waren.

Es standen 3 Walzen im Betriebe und zwar: a) von Aveling & Porter mit 10^t, b) ebendaher mit 15^t Gewicht und c) die oben erwähnte 17,5^t schwere Walze von Kuhn. Die Unternehmer erhielten für Walze: a) stündlich 3 M. und 25 Pf. für 1^{cbm} eingewalztes Gestein; b) 3,20 M. und 27 Pf., c) 3,50 M. und 30 Pf., und für den Transport der Walzen 1 M. für 1^{km}. Die Leistung der Walze a), welche bei weicherem Gestein zur Verwendung kam, schwankt zwischen 3,32 und 4,50^{cbm} stündlich. Die Walze b) verarbeitete bei Basalt zwischen 3,08 und 5,82^{cbm}, bei weicherem Material 3,90 bis 8,42^{cbm}. Für die Walze c) ergaben sich die Werthe 2,34 bis 4,70 und 5,31 bis 5,93^{cbm}, wobei zu bemerken ist, dass dieselbe meistens bei starken Basaltdecken und Strafsen mit lebhaftem, schweren Verkehr in Thätigkeit war.

Auffallend ist der Rückgang im Preise der Pferdewalzung, welcher aus dem grösseren Zugthier-Angebote nach Einführung der Dampfwalzen folgte. Die mittleren Kosten für den Pferdetag wurden von der früheren Höhe von 6,92 M. bei Basalt im Jahre 1883 (durchschnittlich 6,72) auf 5,32 M. im Jahre 1888 herab gedrückt.

Man beobachtet im dortigen Bezirke einstweilen folgende Regeln für die Walzung:

1. Die Herstellung von Decklagen von mehr als 100^{mm} Stärke wird überall thunlichst vermieden.

2. Basaltdecken von mehr als 70^{mm} Stärke sind mit der Dampfwalze zu dichten.

3. Die Strafsen werden vor der Ueberdeckung durch Ausbessern der Vertiefungen und Abhauen des Rückens möglichst eben gestaltet, damit die neue Decke in gleichen Breitenstreifen möglichst gleiche Stärke erhält.

4. Bei weicheren Steinarten, besonders bei Schüttungen unter 70^{mm} Stärke und ebenso bei Strafsen mit nassem, quelligem Untergrunde werden Pferdewalzen vorgezogen.

5. Das Annässen des Steinschlags muss mit grosser Vorsicht geschehen, um das Aufweichen des Untergrundes zu vermeiden.

γ. Die Strafsenwalzung in Württemberg.

In Württemberg¹⁾ lag im Jahre 1885 die Aufgabe vor, zur ausserordentlichen Instandsetzung des 2 695^{km} umfassenden Staatsstrassen-Netzes mit einem Kostenaufwande von 1 112 000 M. rund 170 000^{cbm} Steinmaterial zu verbauen. Die Bewältigung so grosser Steinschlagmengen, welche innerhalb 16 Jahren geschehen sollte, erschien mit den seit Mitte der 40er Jahre in Württemberg üblichen Pferdewalzen undurchführbar und nöthigte dazu, die Verwendung von Dampfwalzen ins Auge zu fassen. Gelegenheit zur Beobachtung der Leistungsfähigkeit der Dampfwalzen bot sich in Stuttgart, wo eine Walze von Kuhn seit 1876 im Betriebe war und bei 26^t Dienstgewicht täglich 160^{cbm} Schotterfestwalzte.

In den Jahren 1883 und 1884 machte die Staatsverwaltung mit einer 19^t schweren Walze aus derselben Fabrik den ersten Versuch, bei welchem auf einer 30^{km} langen, mit Steigungen bis zu 11% behafteten, verkehrsreichen Staatsstrasse durchschnittlich täglich 78^{cbm} Kalksteinschotter, 1^{cbm} für 67 Pf. (ausschliesslich der Kosten für Handarbeit und Wasseranfuhr), festgewalzt wurden. Man beschloss darauf zwei eigene Walzen anzuschaffen, deren Arbeitsbreite 2,00^m bei 13,9^t Dienstgewicht betragen sollte. Dieselben, dargestellt in Fig. 114, wurden von der Kuhn'schen Maschinenfabrik geliefert und 1886 in Betrieb gesetzt. Später wurden noch, hauptsächlich für weichere Steinarten, eine Walze von Aveling und Porter mit 13^t Dienstgewicht, sowie 5 ähnliche von der Maschinenbau-Gesellschaft Heilbronn von 14^t Dienstgewicht zum Gebrauch angeliehene Walzen in Dienst gestellt und den Unternehmern für die Arbeitsstunde 6 M. Vergütung zugesichert.

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archt. u. Ingen.-Ver. 1890, S. 621.

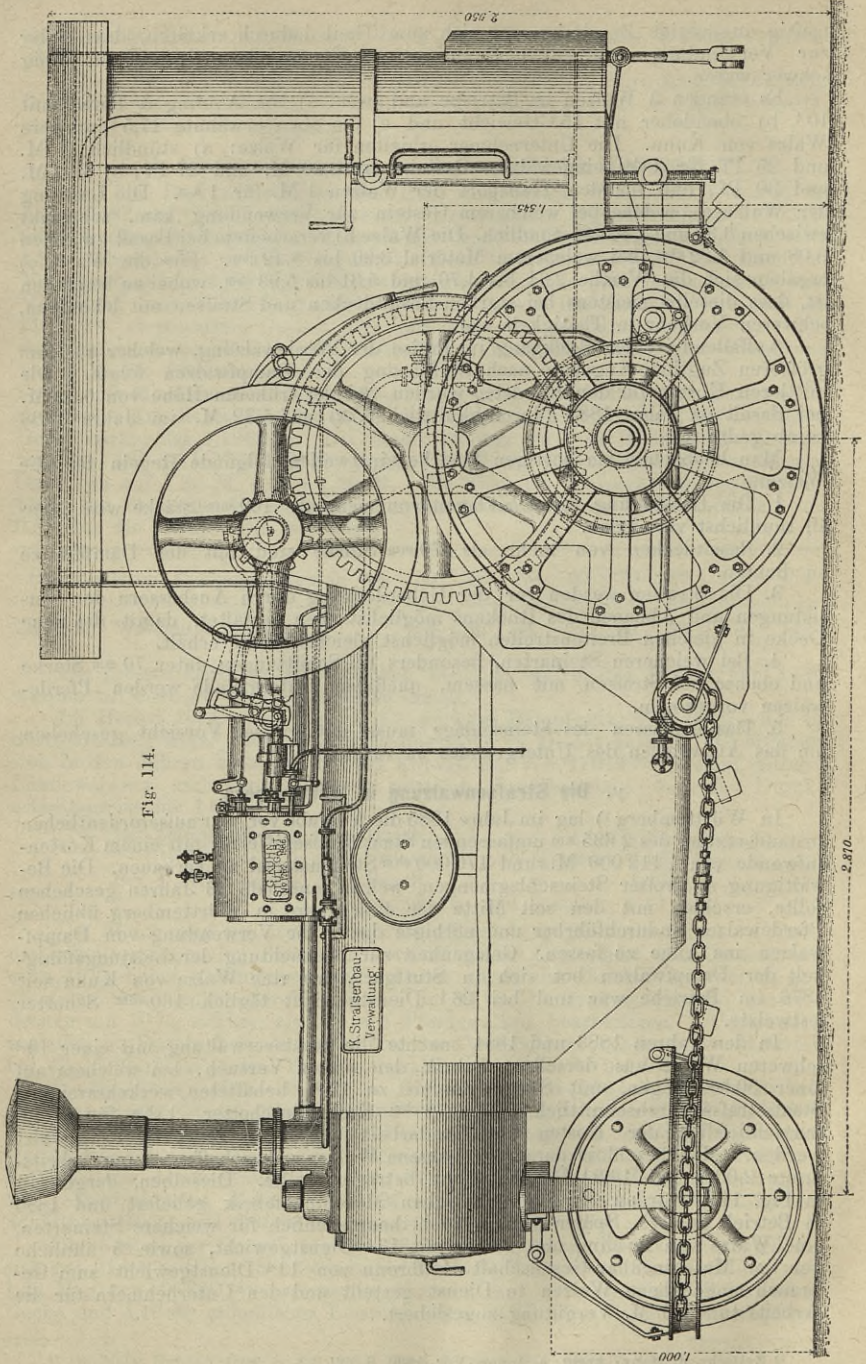
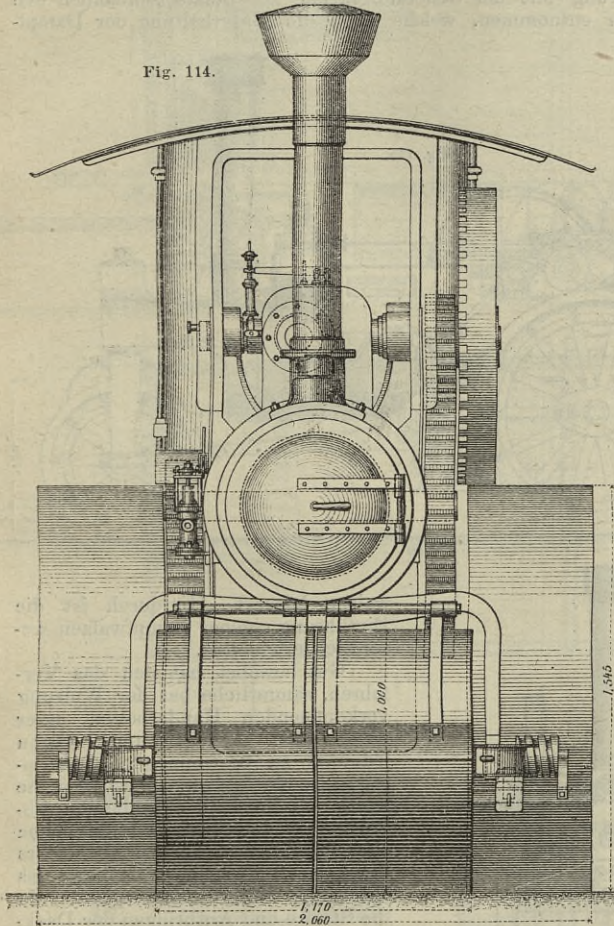


Fig. 114.

1888 wurden mit der in Fig. 114 abgebildeten staatlichen Dampfwalze und der in Fig. 115 dargestellten Heilbronner Walze Versuche mit gleichartigen Steinmaterialien unter möglichst gleichen Verhältnissen angestellt. Erstere verarbeitete täglich (in 10 Arbeitsstunden) 46,2 cbm Schotter (Grubenkies, Jurakalk, Basalt und Muschelkalk) bei durchschnittlich 25,2 km Walzenweg und 13,34 M. Kosten für Heiz-, Schmier- und Putzmaterial; letztere verarbeitete

Fig. 114.



46,3 cbm Schotter bei 23,2 km Walzenweg und 11,30 Mark Kosten für die genannten Materialien. Diese Versuche führten zum Ankauf der Heilbronner Walze für 9 100 Mark; neu würde dieselbe 10 100 Mark gekostet haben.

Das Bedürfnis; eine fahrbare Behausung für die zwei Maschinenführer und den Walzenaufseher, sowie einen Aufbewahrungsraum für die nöthigsten Werkzeuge zu schaffen, führte zum Bau der in Fig. 116 dargestellten Arbeitswagen mit Schlafräum, in deren hinterem Theile ein Holz- und Kohlenraum angeordnet ist; der Preis beträgt mit Ausrüstung 1 550—1 628 M.

Um die Dampfwalze in der Nähe der Arbeitsstelle Nachts sowie an Sonn-

und Festtagen besser schützen zu können, ist ein leichtes Schutzgehäuse hergestellt, welches auf einem gewöhnlichen Pritschenwagen mitgeführt und von zwei Mann innerhalb einer Stunde aufgestellt wird. Die Kosten des Gehäuses belaufen sich auf 325 M., des Wagens auf 330 M.

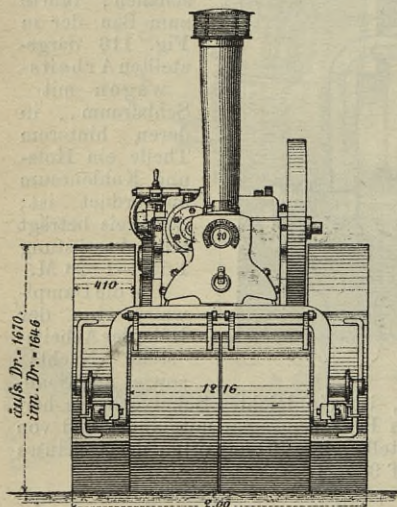
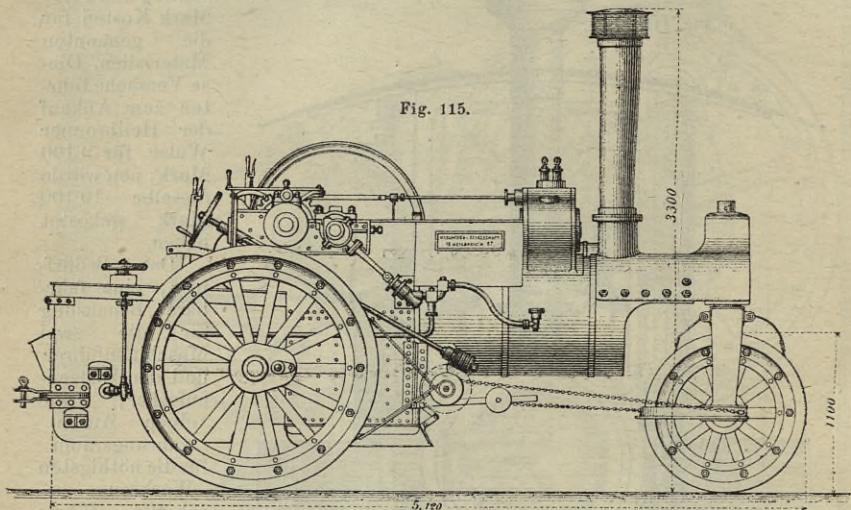
Zur Entnahme des nöthigen Wassers, sowohl zur Speisung des Dampfkessels als auch zur Füllung der Gießwagen, welche jeder Walze nach Bedarf beigegeben werden, dient eine fahrbare Hebelpumpe. Ist Wasser in der Nähe der zu walzenden Steinbahn zu bekommen, so wird die Pumpe als Druckspritze zum Besprengen derselben verwandt. Dieselbe hat eine Wurfweite von 21 m und kostet einschliesslich der Ausrüstung mit 20 m Saug- und Druckschläuchen 367 M.

Endlich sind noch die Kehr- und Abschlämm-Maschinen zu erwähnen, sowie die zum Einbringen des Schotters dienenden Handkarren mit 160 l Fassungsraum, welche den Dampfwalzen zugetheilt werden.

Die vollständige Ausrüstung einer Dampfwalze auf Reisen ist aus Fig. 117 zu ersehen.

Das zur Bedienung erforderliche Personal für die staatlichen Dampfwalzen wird nach Vereinbarung mit der Generaldirektion der Staatseisenbahnen den Eisenbahnwerkstätten entnommen, welche auch die Unterhaltung der Dampf-

Fig. 115.



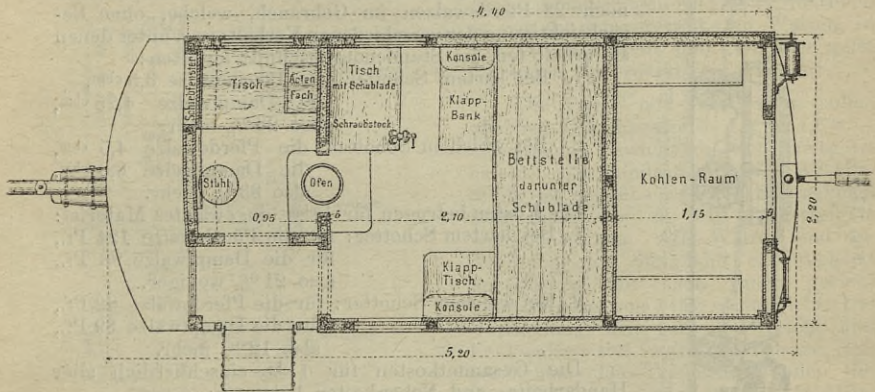
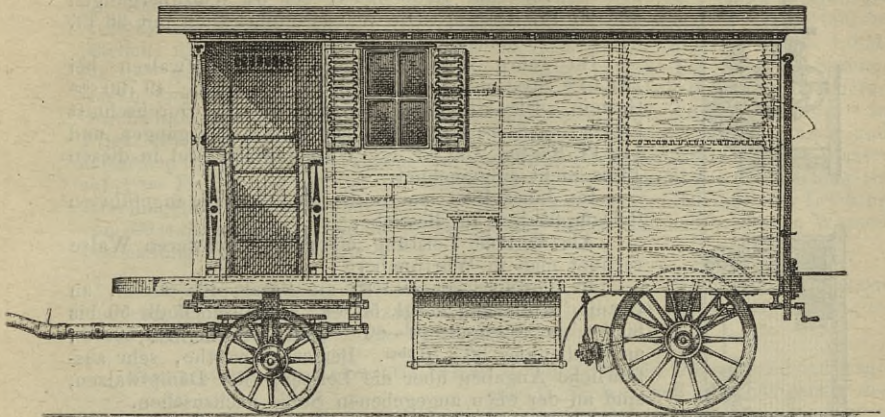
walzen besorgt. Hierdurch ist die Einführung eigener Dampfwalzen wesentlich erleichtert.

Gut bewährt hat sich das Verfahren, sämtliche bei der Walzung vorkommenden Handarbeiten einer wandernden Arbeitertruppe gegen jedesmal zu bestimmende Einheitspreise zu übergeben. Beispielsweise wurde bei Jurakalk bezahlt: für Abschlämmen der Strafe und Einhauen einer Rille als Widerlager des Schotters für 1 qm 10 Pf.; für Einbringen des Schotters von den Lagerplätzen in die Strafe und Aufbringen der Decklage nach Schablonen für 1 cbm 50 Pf.; für das Füllen der Wasserfässer und Einfegen des Wassers in die Fahrbahn für 1 cbm Wasser 40 Pf.; für Wiederherstellung des Strafsenquerschnitts an Borden, Fußwegen, Banketten und Lagerplätzen für 1 m

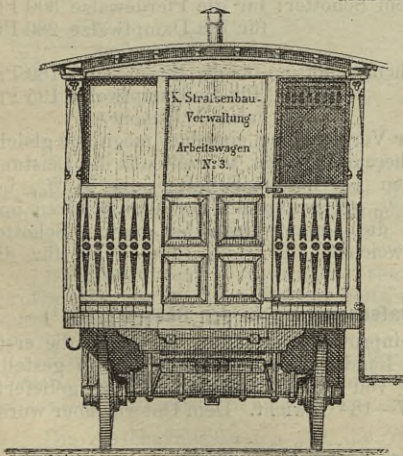
Strafsenlänge 10 Pf. Alle Geräte, mit Ausnahme der Schaufeln, stellte die Bauerwaltung.

Im Jahre 1887 waren 4 Dampfwalzen im Betriebe, welche auf 149,8 km Strafsenlänge oder 555 455 qm Strafsenoberfläche 31 899 cbm Steinmaterial festwalzten. Dieselben verarbeiteten stündlich im Durchschnitt auf 84 qm Strafsen-

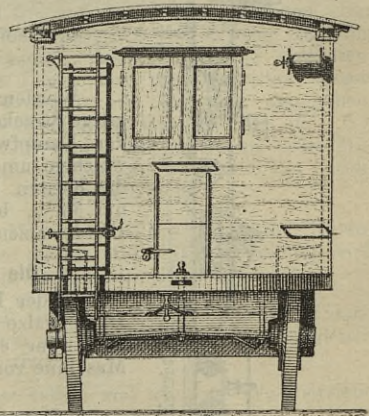
Fig. 116.



Grundriss.

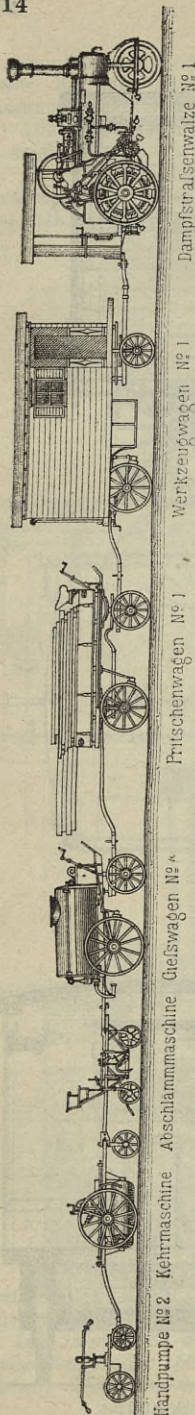


Vorder-Ansicht.



Rück-Ansicht.

Fig. 117.



Dampfstraßenwalze No. 1

Werkzeugwagen No. 1

Fritschenwagen No. 1

Gefäßwagen No. 2

Kehrmaschine

Handpumpe No. 2

fläche 4,8 cbm Steinschlag (Basalt, Porphy, Jurakalk, Muschelkalk und Grubenkies) bei 54 Walzübergängen und 99 Pf. Kosten. Die Wasseranfuhrkosten mit 36 Pf. auf 1 cbm Steinmaterial kommen hinzu.

Im Jahre 1888 bewältigten 6 Dampfwalzen bei 234,4 km Strafsenlänge und 836 022 qm Fläche 49 760 cbm Gestein. Die stündliche Leistung war im Durchschnitt 5,0 cbm bei 84 qm Strafsenfläche, 78 Walzübergängen und 112 Pf. Kosten. 35 Pf. für Wasseranfuhr sind in diesen Preis nicht eingerechnet.

Im Jahre 1889 waren die oben bereits angeführten 8 Dampfwalzen im Betriebe.

Als tägliche Leistung einer 14 t schweren Walze rechnet man in Württemberg:

an Porphy 20—40 cbm, an Basalt 40—60 cbm, an Granit, Aplit und dergl. 50 cbm, an Muschelkalk 50 bis 80 cbm, an Jurakalk 40—60 cbm, an Gletscherkies 50 cbm, an Grubenkies 30—70 cbm. Bemerkenswerthe, sehr ausführliche Angaben über die Leistung der Dampfwalzen, sind an der oben angegebenen Stelle nachzusehen.

Im Jahre 1886 waren außer den 4 Dampfwalzen noch 23 Pferdewalzen im Gebrauch, welche, ohne Berücksichtigung der verschiedenen Verhältnisse, unter denen sie arbeiteten, im Stundendurchschnitt leisteten:

1. Bei hartem Schotter: die Pferdewalze 3,5 cbm, die Dampfwalze 4,25 cbm, also 23 $\frac{0}{10}$ mehr.
2. Bei weichem Schotter: die Pferdewalze 4,5 cbm, die Dampfwalze 6,0 cbm, also 33 $\frac{0}{10}$ mehr.

Die Kosten betragen für 1 cbm eingewalztes Material:

1. Bei hartem Schotter: für die Pferdewalze 124 Pf., für die Dampfwalze 98 Pf., also 21 $\frac{0}{10}$ weniger.
2. Bei weichem Schotter: für die Pferdewalze 82 Pf., für die Dampfwalze 89 Pf., also 12 $\frac{0}{10}$ mehr.

Die Gesamtkosten für 1 cbm einschließlic aller Handarbeits- und Nebenkosten betragen:

1. Bei hartem Schotter: für die Pferdewalze 300 Pf., für die Dampfwalze 280 Pf., also 7 $\frac{0}{10}$ weniger.
2. Bei weichem Schotter: für die Pferdewalze 189 Pf., für die Dampfwalze 195 Pf., also 3 $\frac{0}{10}$ mehr.

Werden zur Vergleichung einzelne, möglichst gleichartige Strecken heraus gegriffen, so stellt sich die Leistung der Dampfwalzen bei hartem Schotter um 21 $\frac{0}{10}$, bei weichem um 41 $\frac{0}{10}$ größer als die der Pferdewalzen und die Kosten für die Dampfwalzen bei hartem Schotter um 36 $\frac{0}{10}$, bei weichem um 31 $\frac{0}{10}$ billiger als für die Pferdewalzen.

d. Die Strafsenwalzung in der Rheinprovinz.¹⁾

In der Rheinprovinz wurde im Jahre 1885 die erste Dampfwalze für Landstraßen-Zwecke in Betrieb gestellt, und zwar eine von Kuhn in Stuttgart-Berg gelieferte Maschine von 17—18 t Gewicht. Dem Unternehmer wurde

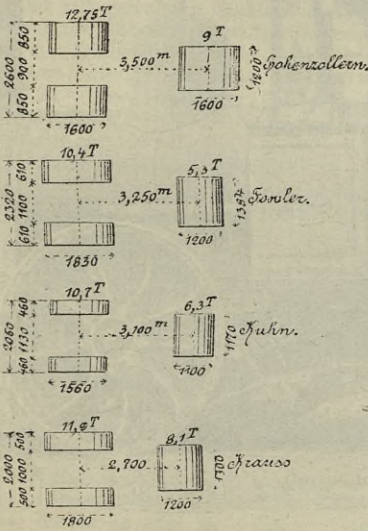
¹⁾ Deutsche Bauztg., 1889, S. 250 u. 263.

eine Vergütung von 3,5 M. für 1 Arbeitsstunde mit Heizung und Bedienung, sowie ein Zuschlag von 0,3 M. für 1^{cbm} eingewalztes Material (unzerschlagen gemessen) zugesichert, bei einem Verbrache von mindestens 8 000 — 10 000^{cbm} jährlich; für Transport der Dampfwalze von Baustelle zu Baustelle wurde 1,0 M. für 1 km gezahlt. Das Annässen des Steinschlags musste mit einer als Sprengwagen eingerichteten Strafsenlokomotive von 3,0^{cbm} Inhalt geschehen, deren Geschwindigkeit auf besteihten Strafsen mindestens 1,5 m, auf Erdwegen 0,8 m in 1 Sek. betragen sollte. Die Vergütung betrug 1,5 M. für 1 Arbeitsstunde und außerdem 0,3 M. für 1^{cbm} Wasser. Im Juni 1886 wurde der Preis für 1^{cbm} Wasser auf 1 km Entfernung auf 53 Pf. erhöht, für 1^{cbm} eingewalzten Steinschlag (in zerschlagenem Zustande gemessen) auf 27 Pf. festgesetzt. Bei täglicher Leistung von 100 m Strafsenlänge und 50^{cbm} Steinschlag stellte sich der Preis ohne Wasserbeschaffung auf 1,20 M. für 1^{cbm}.

1886 wurden 4 weitere Dampfwalzen durch Unternehmer gestellt; und zwar eine von Kuhn, zwei von Kraufs in München und eine von Fowler in Magdeburg (dem Aveling- und Porter'schen Modell sehr ähnlich).

Ferner wurde die Lokomotiv-Fabrik Hohenzollern zu Düsseldorf beauftragt,

Fig. 118.



eine 6. Walze nach den Angaben des Landes-Bauraths Dreling zu erbauen, deren Abmessungen und Gewichte, eben so wie die der vorerwähnten Walzen, in Fig. 118 dargestellt sind. Dieselbe sollte folgenden Anforderungen genügen:

Die Trieb- und Lenkwalzen sollen gleichen Durchmesser — 1,2 bis 1,6 m — und gleiches Gewicht auf 1 cm Breite erhalten. Bei mindestens 2,40 m Arbeitsbreite ist dasselbe zu 90 kg anzunehmen und muss bis zu 140 kg gesteigert werden können. Alle Walzen sind der Wölbung der Steinbahn entsprechend kegelförmig, mit nach Innen gerichteter Neigung von 1:20 abzdrehen. Die Vertheilung der Last auf Trieb- und Lenkwalzen soll in dem Verhältniss 3:2 geschehen. Die Triebwalzen sollen die Spur der Lenkwalzen um je 10 cm überdecken. Der Kessel (welcher die vor Staub geschützten Maschinentheile trägt) soll frei auf einem Rahmen liegen. Der Tender muss 1,5^{cbm} Wasser zur Besprengung des Steinschlags enthalten. Die Länge des zurückgelegten Weges wird durch ein Zählwerk angegeben. Die Geschwindigkeit soll bis auf 1,0 m

gesteigert werden können, im Mittel aber 0,75 m in 1 Sek. betragen. Die Maschine muss eine 10 cm starke Schüttung auf einer Steigung von 1:20 bei herabgesetzter Geschwindigkeit — bis auf 0,1 m — festwalzen können.

Die nach diesen Vorschriften erbaute Maschine ist Eigenthum der Rheinprovinz; sie wiegt bei 2,60 m Arbeitsbreite 26 bis 40 t. Die Belastung wird durch Einbauen keiliger Gusseisenplatten in die Walzenmäntel bewirkt.

Seit September 1887 im Betriebe soll diese Walze in erster Linie dazu dienen, den Walzendruck zu ermitteln, mit welchem bei den verschiedenen Steinarten die größte Walzleistung erzielt wird.

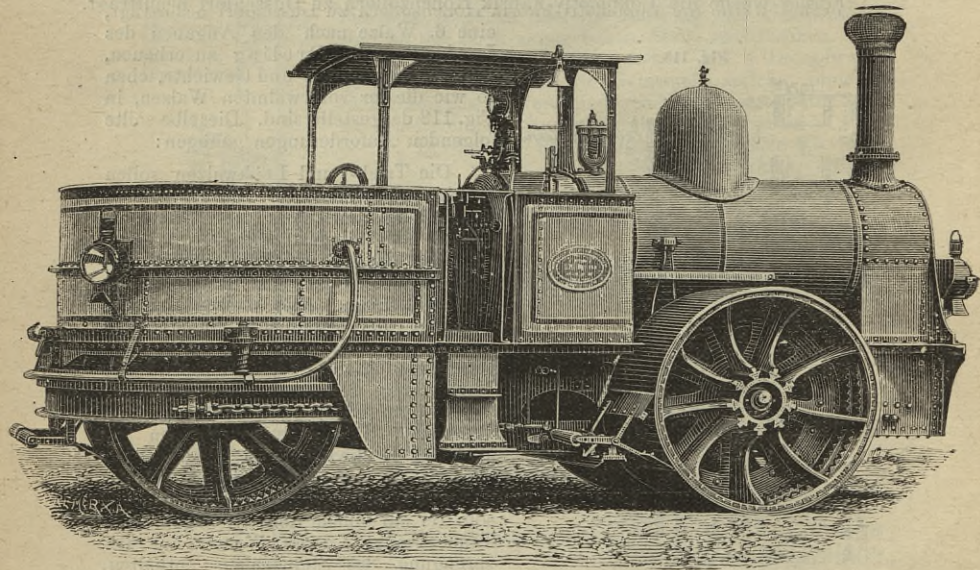
Die Anschaffungskosten für die Walze selbst und alle zum Walzbetriebe erforderlichen Ausrüstungs-Gegenstände haben betragen:

für die Dampfwalze selbst	21 700 M.
für die Einsatzgewichte	1 770 „
für die fahrbare Pumpe	380 „
für zwei Sprengwagen (je 575 M.)	1 150 „
für den Kokswagen	450 „
für den Schlafwagen der Maschinisten	650 „
für Geräte verschiedener Art	2 800 „
für die Anlage einer Feuergrube	400 „

Zusammen 28 800 M.

Während einer etwa 6 wöchentlichen Probezeit dichtete die Walze in zehnstündiger Arbeit durchschnittlich 100 ^{cbm} Basalt bei 25,00 M. Tagesbetriebskosten; es sind jedoch für die Woche kaum mehr als 5 Arbeitstage zu rechnen und der Betrieb muss in den Wintermonaten eingestellt werden. Es zeigte sich, dass die Triebwalzen mit 85 ^{cm} zu breit angenommen waren, da die äußeren Ränder derselben trotz der Kegelform während der Walzung oft in

Fig. 119.



der Luft schwebten; eine Verringerung auf 0,65 ^m und bei starkem Quergefälle noch weiter ist zweckmäßig. Auch schien es wünschenswerth, den Walzdruck auf 75 ^{kg} bis 120 ^{kg} für 1 ^{cm} Breite und damit bei 2,2 ^m Arbeitsbreite das Gesamtgewicht der Walze auf 18 ^t bis 29 ^t herab zu setzen.

Unter diesen Abänderungen des Programms wurden nach Dreling's System im Jahre 1888 — jedoch nicht als Eigenthum der Provinz — die 7. und 8. Walze erbaut. Nach dem Vertrage erhalten die Unternehmer bei einem jährlichen Verbrauche von mindestens 16 000 ^{cbm} Steinschlag für die Stunde Walzarbeit 5 M., für 1 ^{cbm} Wasser und je 100 ^m Anfahrweite 0,08 M. sowie einen Zuschlag von 30 Pf. für 1 ^{cbm} eingewalztes Material. Der Transport der Walze wird mit 1 M. für 1 ^{km} vergütet.

Dreling'sche Walzen werden endlich nach einem 3. Modell noch leichter gebaut (die sogenannten Kieswalzen) und zwar für einen zwischen 60 ^k und 90 ^k wechselnden Druck für 1 ^{cm} Walzbreite.

Die Maschinen, welche in Fig. 119 dargestellt sind, arbeiten ruhig, durchfahren ohne Schwierigkeit Krümmungen bis zu 5^m Halbmesser und sind noch sicher verwendbar bei 8^o Steigung der Strafsen. Ganz besonders gut soll sich die Verbindung der Wassersprengung mit der Walze bewähren, weil sie die Fernhaltung der Pferde und Sprengwagen von der zu walzenden Strecke ermöglicht.

Trotz des verhältnissmässig grossen Durchmessers der Lenkwalzen zeigt sich auch bei der Dreling'schen Bauart der bekannte Uebelstand, dass der Steinschlag in Wellen vor der Walze hergeschoben wird (vergl. S. 202). Dem Vernehmen nach wird deshalb beim Gebrauche auf die Erfüllung der Bedingung verzichtet, dass Trieb- und Lenkwalzen der Breitereinheit nach gleich belastet sein sollen; die Triebwalzen werden stärker belastet, sobald die Einsatzgewichte zur Anwendung kommen. Die vorgenannten Walzen 7. und 8. sollen bei einem Drucke der Triebräder von 108^k, der Lenkräder von 90^k für 1^{cm} Breite die beste Leistung ergeben.

Für das Tiefbaumt der Stadt Köln ist von der Aktiengesellschaft „Hohenzollern“ zu Düsseldorf eine Dampfwalze erbaut worden, welche die meisten Dreling'schen Forderungen erfüllt. Auf die Veränderung des Drucks durch Einsatzgewichte wurde aber verzichtet, weil die Walze nur zur Bearbeitung eines einzigen Materials — harten Basalts — dienen sollte. Die Räder gestalteten sich daher den älteren Dreling'schen Walzen gegenüber sehr einfach; ausserdem wurden dieselben nicht, wie früher, aus Stahlguss, sondern aus Gusseisen hergestellt und mit gewalzten Stahlraddbandagen von 50^{mm} Stärke versehen, so dass nach erfolgter Abnutzung nur letztere erneuert zu werden brauchen. Die Durchmesser der Triebräder wie der Lenkräder betragen 1600^{mm}, die Breiten 550^{mm} und 540^{mm}; die Arbeitsbreite ist 2000^{mm}, das Leergewicht 22^t, das Dienstgewicht 24^t, der Inhalt der Wasserkasten 1650^l. Der Druck für 1^{cm} Breite der Triebräder wird zu 120^{kg} angegeben, der Druck der Lenkräder berechnet sich danach auf 100^{kg}.

Der leichteren Uebersichtlichkeit wegen mögen die wichtigsten Zahlenangaben über die Kosten und die Leistungen der Pferde- und Dampfwalzen in der nachstehenden Tabelle zusammen gestellt werden: (Seite 218.)

f) Zusammenfassung der Vorzüge und Nachteile der Pferdewalzen und Dampfwalzen.

Die zum Theil sehr erheblichen Abweichungen in den Angaben über die Leistung der verschiedenartigen Dampfwalzen sowie der Pferdewalzen und über die Walzungskosten erklären sich daraus, dass die Arbeiten wohl niemals unter ganz gleichen Bedingungen ausgeführt wurden. Hauptsächlich kommen die Beschaffenheit des Gesteins und die Stärke der Schüttung, die Untergrunds- und Steigungsverhältnisse der Strasse, die Witterung und Jahreszeit während der Walzung, das Gewicht der Walze (und zwar weniger das Gesamtgewicht, als das Gewicht für 1^{cm} Arbeitsbreite), Durchmesser und Breite derselben und die Walzgeschwindigkeit in Betracht, wenn man über die Leistung ein Urtheil gewinnen will. Noch mehr aber kommt es für die Vergleichung der Leistung darauf an, bis zu welchem Grade und mit welcher Sorgfalt in jedem Falle die Dichtwalzung der Steinbahn bewirkt ist.

Die Vorzüge und Nachteile der Pferde- und Dampfwalzen können etwa folgendermassen kurz zusammen gefasst werden:

1. Die Dampfwalzen sind im Stande, grössere Steimmengen zu bewältigen, als die Pferdewalzen und erzielen dadurch zum Nutzen des Verkehrs eine Abkürzung der Bauzeit. Ihre grössere Leistungsfähigkeit beruht theils in der Leichtigkeit, mit welcher sie an jeder beliebigen Stelle vorwärts oder rückwärts bewegt werden können, theils in dem Fortfall der schädlichen Wirkung der Pferdehufe auf die fest werdende Steinbahnoberfläche und endlich in dem grösseren Gewichte, welches bei Pferdewalzen nicht zu erreichen ist.

2. Die Dampfwalzen arbeiten jedenfalls bei festen, schwer walzbaren Gesteinen billiger, als Pferdewalzen. Wahrscheinlich wird für leichte Dampfwalzen unter gleichen Verhältnissen, insbesondere bei gleicher Schüttungsstärke auch bei weichen Materialien die Arbeit billiger als Pferde-Walzarbeit.

3. Ueber den für die Vergleichung wichtigsten Umstand, über die Güte

Ergebnisse der Verwendung von Dampfwalzen und Pferdewalzen im Landstraßenbau.

Die Beobachtung wurde angestellt:	Beobachtungsjahr	Steinmaterial der Schüttung	Gewicht der Walze	Dampfwalzung				Pferdewalzung				Bemerkungen	
				Stärke der Schüttung	Ständliche Leistung	Mehrlleistung	Kosten für 1 ebm	Ersparung	Stärke der Schüttung	Ständliche Leistung	Kosten für 1 ebm		Ersparung
			t	mm	ebm		Pfg.	mm	ebm	Pfg.			
Chausseebezirke Dresden Pirna Leipzig Königreich Sachsen	1883	Meistens Basalt	11,15	—	—	—	79,4 87,6 78,4	—	—	—	81,7 105,7 81,7	—	Wasseranfuhrkosten sind nicht eingerechnet. Außerdem wurden etwa 4–5 Pf. für 1 ebm Material bei den mit der Dampfwalze bearbeiteten Strecken an den Wartungsarbeiten erspart.
			11,5	—	—	—	73	13 0/0	—	—	84	—	
	1882 —1885	Basalt und weiches Gestein	12,5	—	täg.	—	124	15 0/0	—	täg.	146,5	—	Im ganzen sind 39 677 ebm Steinmaterial verarbeitet. Die mit Dampfwalzen bearbeiteten Schüttungen waren stärker: bei Basalt 17 0/0, bei Weichgestein 10 0/0.
			17,5	—	Hch:	34	123	—	—	Hch:	110	11 0/0	
in Regierungsbezirke Wiesbaden	—1888	Basalt weiches Gestein	10	81	3,70	12 0/0	122	11 0/0	60	3,3	110	—	Die Kosten der Wasseranfuhr sind nicht berücksichtigt. Bei vorstehenden Durchschnittsziffern sind die besonderen Verhältnisse der Walzung außer Acht gelassen. 4 Dampfwalzen und 23 Pferdewalzen waren im Betriebe.
			15	87	4,10	14 0/0	109	—	46	3,6	106	3 0/0	
Königreich Württemberg	1886	Hartes Gestein weiches Gestein	—	—	4,25	23 0/0	98	21 0/0	—	3,5	124	—	Für Wasserfahren kommen 36 Pf. für 1 ebm Steinmaterial hinzu. 4 Walzen waren im Betrieb; 31 899 ebm Steinmaterial wurden festgewalzt.
			13–14	—	6,00	33 0/0	89	—	—	4,5	82	8 0/0	
1887	Versch. Gesteine	Hartes Gestein weiches Gestein	—	—	—	21 0/0	—	36 0/0	—	—	—	—	6 Walzen waren im Betrieb; 49 760 ebm Steinmat. sind gewalzt. Für Wasserfahren kommen 35 Pf. f. 1 ebm Steinmaterial hinzu; im ganzen wurden 19 021 ebm Wasser verbraucht.
			13–14	—	4,8	—	99	—	—	—	—	—	
1888	Grubonkies Jurakalk Basalt Muschelkalk	Versch. Gesteine	13,9	—	46,2	—	—	—	—	—	—	—	Zur Vergleichung zweier Dampfwalzen.
			14,0	—	46,3	täg.	—	—	—	—	—	—	
1888	Versch. Gesteine Porphyr Basalt Granit u. dgl. Muschelkalk Jurakalk Gletscherkies Grubonkies	Versch. Gesteine	13–14	—	5,0	—	112	—	—	—	—	—	Zur Vergleichung zweier Dampfwalzen.
			—	—	tägl.:	—	—	—	—	—	—	—	
1885	Rheinprovinz	Versch. Gesteine	17–18	—	5,0	—	120	—	—	—	—	—	Zur Vergleichung zweier Dampfwalzen.
			—	—	tägl.:	—	—	—	—	—	—	—	

und Dauerhaftigkeit der mittelst Dampfwalzen oder Pferdewalzen befestigten Strafsen, liegen zahlenmäßige Angaben bislang nicht vor. Es steht aber außer Zweifel, dass auch in dieser Hinsicht den ersteren der Vorzug gebührt, weil sie den Steinschlag fester zusammen zu pressen im Stande sind als letztere, und weil die Dauer der Steinbahnen um so größer ist, je weniger Hohlräume oder mit Bindematerial und Schlamm angefüllte Zwischenräume darin enthalten sind.

Nach Mittheilung des Landesbauraths Voiges sind die durch Dampfwalzen gedichteten Bahnen sofort nach der Walzung so fest, dass nur selten noch ein nennenswerther Gebrauch der Sperrsteine erforderlich wird; jedenfalls aber kann bei solchen Schüttungen, nachdem sie einige Zeit dem Verkehr gedient haben, das Auslegen der Sperrsteine unterbleiben. Die gleiche Erfahrung ist auch in der Rheinprovinz gemacht worden.

Dass in Folge der gründlicheren Dichtung der Steinbahnen auch eine Herabsetzung der späteren Unterhaltungskosten eintritt, bedarf kaum noch besonderer Erwähnung.

4. Die Leichtigkeit des Wendens der Dampfwalzen ermöglicht es, dass zur Verminderung der Verkehrsstörungen die Walzlängen ohne erhebliche Vertheuerung der Arbeit beliebig kurz angenommen werden. Bei sehr lebhaftem, schweren Verkehr wird man die Walzlängen zu 100 m oder noch kürzer bemessen dürfen.

Diese Beweglichkeit ist ferner vortheilhaft, wenn die zu walzenden Strafsenstrecken nicht gleichzeitig fest werden; man kann dann mit Leichtigkeit die Walzung der weniger festen Stellen so lange fortsetzen, bis sie gleich feste Lagerung wie die übrigen erreicht haben. Der gleiche Vortheil zeigt sich bei der Walzung kurzer Ausbesserungsstrecken.

5. Die Dampfwalzen arbeiten selbst auf erheblichen Steigungen ohne Schwierigkeit, während bei einer Steigung von 10 % ein Erfolg mit Pferdewalzen überhaupt nicht mehr zu erzielen ist.

6. Die hohen Anschaffungskosten der Dampfwalzen können sich nur dann genügend verzinsen, wenn dieselben während der guten Jahreszeit ohne nennenswerthe Unterbrechung im Betriebe sind. Beim Neubau größerer Strafsen wird das unschwer zu erreichen sein. Im Unterhaltungsbetriebe aber ist es nur in solchen Strafsenbaubezirken möglich, in denen viel und schnell gewälzt werden muss und wo die Entfernung der zu walzenden Strecken von einander gering ist. Die zu weiten Fahrten der Walzungen von einer Baustelle zur anderen würden die bei der Arbeit selbst erreichten Ersparnisse aufzehren.

In ausgedehnten Bezirken, wo nur kurze, weit von einander entfernte Strecken zu walzen sind, sind die Pferdewalzen vortheilhafter, denn die verhältnissmäßig geringen Anschaffungskosten — etwa 1500 bis 1800 M. — gestatten es, eine größere Zahl derselben zur Verfügung zu haben. Der Zinsverlust fällt nicht ins Gewicht, selbst wenn der Gebrauch sich nur auf wenige Wochen im Jahre beschränkt.

7. Die Verwendung der Dampfwalzen bei der Unterhaltung setzt einen derartigen Betrieb voraus, dass alle in einem bestimmten Bezirke auszuführenden Walzungen durch Anlieferung und Zubereitung des Steinmaterials in vorher festgesetzter Reihenfolge vorbereitet werden. Bei Betrieben, in denen kleinere Lieferungen wenig leistungsfähigen Unternehmern obliegen, oder von der Landbevölkerung beschafft werden, sobald Menschen und Zugthiere für die Landwirthschaft entbehrlich sind, wird eine solche Einrichtung mancherlei Schwierigkeit haben. Auch wird es als Uebelstand empfunden wenn das während des Winters angelieferte und zerkleinerte Steinmaterial zu lange Zeit an der Strafsen liegen bleiben muss, bis die Dampfwalze bei der planmäßigen Reise herankommt.

8. Ein Nachtheil der meisten Dampfwalzen den Pferdewalzen gegenüber liegt darin, dass ihr Gewicht nicht dem augenblicklichen Bedürfniss angepasst und durch Ballast gesteigert werden kann.

9. Die Bedienung und Instandhaltung der Dampfwalzen macht erhebliche Schwierigkeit, indem sie besonders geübtes Personal erfordert und zur Beschaffung besonderer Arbeitswagen nöthigt. Bei stärkeren Beschädigungen wird trotzdem der Transport der Maschine in eine größere Werkstätte unvermeidlich sein.

10. Ihres größeren Gewichts wegen erfordern die Dampfwalzen besondere Vorsicht bei dem Ueberschreiten von Brücken. Im einzelnen Falle wird zu entscheiden sein, ob die Brücke tragfähig ist, ob sie der Absteifung bedarf, oder ob der Transport ganz unterbleiben muss.

11. Ganz auszuschließen sind die Dampfwalzen auf Steinschlagbahnen aus Gesteinen von geringer Festigkeit, welche unter dem Walzendruck zermalmt werden, oder doch zu stark leiden würden. Dasselbe gilt von solchen Strafsen, in denen nahe unter der Oberfläche Rohrleitungen oder andere Anlagen sich befinden, welche großen Druck nicht vertragen können.

12. Bei dem Betriebe der Dampfwalzen müssen aus sicherheitspolizeilichen Gründen strenge Vorschriften erlassen werden; doch sind die Befürchtungen, welche man in dieser Beziehung früher hatte, übertrieben. Erfahrungsmäßig gewöhnen sich Reit- und Zugthiere bei vorsichtiger Behandlung bald an die Dampfwalzen.

Ein allgemeines Urtheil über die Verwendbarkeit der Pferde- oder Dampfwalzen wird man schwer abgeben können; es wird vielmehr in jedem einzelnen Falle zu entscheiden sein, welche Walzungsart den Vorzug verdient. Gewöhnlich werden erstere auf entlegenen Landstraßen in schwach bevölkerten Gegenden, letztere in verkehrsreichen Bezirken auf engmaschigen Strafsennetzen zur Anwendung zu bringen sein.

VII. Die Unterhaltung.

Es wird genügen, wenn hier nur die Instandhaltung der Sommerwege, Banketts und der verschiedenen Steinbahnarten besprochen wird.

a) Die Unterhaltung der Sommerwege und Banketts.

Da die Feuchtigkeit auf den Strafsenkörper im höchsten Maasse nachtheilig wirkt, so muss man in erster Linie auf die Ableitung des Tagewassers die grösste Sorgfalt verwenden.

Um den Wasserabfluss von der Steinbahn zu ermöglichen, zugleich auch um den Anforderungen des Verkehrs zu genügen, müssen die Sommerwege und Banketts stets eben und rein im vorgeschriebenen Seitengefälle erhalten werden. Die Beseitigung des Pflanzenwuchses wird meistens im Herbst oder Frühling bei feuchtem Wetter vorgenommen, da dieselbe bei zu trockenem Sommerwetter meistens beschwerlich ist. Die Herbstarbeit ist empfehlenswerth, weil während des Winters neuer Pflanzenwuchs nicht entsteht und die Oberfläche sich gerade während der nassen Jahreszeit im besten Zustande befindet. Das Hacken oder Abschaufeln muss so tief geschehen, dass die Wurzeln der Pflanzen und Grasnarbe mit zerstört werden. Bei richtiger Höhenlage der Strafe wird dann das Gras ausgeharkt und beseitigt, die übrig gebliebene reine Erde aber wieder verbaut. Waren die Banketts durch zugewehten Staub und dergl. zu hoch geworden, so wird der abgehauene Rasen fortgeschafft. Zu niedrige Banketts werden mit dem aus dem Graben gewonnenen oder mit angefahrenem Boden aufgehöhht.

Wenn die Fuls- und Sommerwege nur sehr wenig benutzt werden, so ist es zulässig, auf denselben Graswuchs zu dulden. Die Materialbanketts pflegen stets berast zu sein. Dabei muss aber, um das Ueberwachsen des Grasses zu verhindern, und um das Wasser von der Steinbahn aufzunehmen, stets neben letzterer ein Streifen von mindestens 0,5^m frei gehalten werden. Für den weiteren Wasserabfluss werden in dem Rasen, wenn derselbe nicht tief genug liegt um das Wasser aufzunehmen, in angemessenen Abständen Rillen von etwa 25^{cm} Breite rechtwinklig zur Strafsenrichtung hergestellt, welche stets offen zu halten sind.

Eine besonders gründliche Instandsetzung ist nach jeder Umpflasterung oder Ueberdeckung der Steinbahn erforderlich, um die während der Bauzeit durch den Verkehr und die Materialherbeischaffung angerichteten Beschädigungen wieder zu beseitigen.

b) Die Unterhaltung der Steinbahnen.

α. Allgemeines.

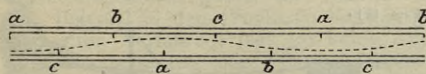
Die Sperrzeichen. Von großer Wichtigkeit für die Erhaltung der Steinbahnen — und zwar besonders der Steinschlagbahnen, in geringem Maaße auch der Pflasterbahnen — bei nassem Wetter und bei Frostaufgang, sowie für die Schonung der neu vollendeten, noch nicht völlig festen Steinschlagbahnen ist die Anwendung von Sperrzeichen.

Als solche verwendet man gewöhnlich Steine, seltener hölzerne Böcke, und verlegt die Bahn entweder in sogen. Kreuzsperre, oder in Parallelsperre. Bei ersterem Verfahren werden die Sperrzeichen abwechselnd auf beiden Seiten der Steinbahn in Abständen von mindestens 50 m ausgelegt. Doch soll nach der hannoverschen Anweisung höchstens eine Strecke von 750 m Länge so eng belegt werden; auf den anliegenden Strecken soll der Abstand der Sperrzeichen mindestens 100 m betragen. Es soll wenigstens eine Breite der Steinbahn von 2,0 m, bei nur 3,0 m breiten Steinbahnen von 1,75 m frei bleiben. Die Sperrzeichen sollen die Fuhrwerke zwingen, in Schlangenlinien zu fahren, und dadurch die Bildung von Gleisen verhindern. Von Zeit zu Zeit verschiebt man dieselben in der Längsrichtung der Strafen (von *a* nach *b* und später nach *c* in Fig. 120), so dass verschiedene Schlangenlinien befahren und alle Stellen der Strafe gleichmäßig vom Verkehr getroffen werden.

Weniger wirkungsvoll, aber auch für den Verkehr weniger lästig, ist die Parallelsperre, durch welche ein Längsstreifen der Steinbahn, in dem man die Bildung von Gleisen befürchtet, dem Verkehr entzogen wird.

Die Sperrsteine müssen in der Zeit von Sonnenuntergang bis Sonnenaufgang bei Seite gelegt und, um besser kenntlich zu sein, mit Weißkalk angestrichen werden.

Fig. 120.



Es soll möglich sein, durch sorgfältige Verlegung der Sperrsteine die Bildung von Gleisen ganz zu verhindern.

Dass auf Strafen mit lebhaftem Verkehr die Verlegung von Sperrzeichen nicht auf die Dauer durchführbar ist, bedarf keiner Erwähnung.

Das Abschlämmen. Eine andere wichtige Arbeit zur Erhaltung der Steinbahnen ist die Reinigung von Schlamm, welcher das so sehr schädliche Eindringen der Feuchtigkeit in den Steinbahnkörper erleichtert und das Austrocknen der Strafe durch die Einwirkung der Sonne und des Windes unmöglich macht oder doch sehr erschwert. Dieselbe wird gewöhnlich mittelst der Schlammkratzen, bei dünnflüssigem Schlamm auch mittelst des Besens besorgt. Der Schlamm wird in der Regel nach der Seite des Sommerweges oder Materialbanketts abgezogen; seltener ist es zulässig, (denselben von der Mitte ab nach beiden Seiten zu schaffen. Der Abraum darf niemals neben der Fahrbahn längere Zeit liegen bleiben, sondern muss, sobald er hinreichend fest geworden ist, auf Haufen gebracht und entfernt werden. Ein Theil wird zu Zwecken der Wegebauverwaltung (wie Aufhöhen der Banketts, Ausbesserung der Böschungen, Verbesserung der Erde zur Baumpflanzung) Verwendung finden; der Rest wird, wenn möglich, den Anliegern zur Düngung des Landes oder zu anderen Zwecken überlassen. Ist eine solche Verwendung nicht möglich, so muss zu der oft sehr kostspieligen Abfuhr geschritten werden. Die Abräumung des Schlammes ist nach Bedürfniss zu wiederholen. In der Regel genügt es, dieselbe im Herbst und im Frühling, in letzterer Jahreszeit aber so auszuführen, dass eine leichte Schlammdecke zurückbleibt, die im Sommer trocken wird und zum Schutze der Strafe dient. Ein Arbeiter ist im Stande, in einem Tage etwa 600 bis 800 qm abzuschlämmen.

Strafen mit geringem Verkehr auf leicht durchlässigem Sandboden brauchen, zumal wenn die Steinbahn aus wenig Schlamm bildendem Material besteht, fast gar nicht abgeschlämmt zu werden.

In neuester Zeit sind vielfach Maschinen zum Abschlämmen angewandt. Eine der verbreitetsten, Patent Plockhorst, Braunschweig, ist in Fig. 121 dar-

gestellt. Diese Maschinen haben hinter der Wagengestell-Achse eine schräg zu letzterer liegende Achse, welche eine große Anzahl dicht neben einander liegender schmaler Kratzen trägt, die nach oben hin über die Achse hinaus verlängert sind und in solcher Weise Hebel bilden. Gegen die Gesamtheit der Hebel legt sich eine mit Belastungs-Gewicht versehene Schiene, durch deren Anhub oder Senkung die Kratzen mehr oder weniger fest gegen die Strafsenfläche angedrückt, bezw. von derselben abgehoben werden. — Da die aus Hartguss hergestellten Kratzen oder Schuhe unter sich nicht fest verbunden und die genannten Hebel elastisch sind, so werden durch über die Fahrbahn hervortretende Steinköpfe und andere Hindernisse die getroffenen Kratzen nicht beschädigt, sondern nur angehoben.

Die Maschine erfordert zur Bespannung 2 Pferde. Durch eine leicht auszuführende Umstellung ermöglicht dieselbe den Abzug nach der rechten oder linken Seite, so dass jeder Leergang vermieden wird.

Ein besonderer Vorzug der Maschinen liegt darin, dass das Abschlämmen langer Strecken in sehr kurzer Zeit möglich ist, während bei der langsamen Handarbeit lebhaft befahrene Strafsen oft schon erheblich gelitten haben, bevor die Beseitigung des Schlammes zu erreichen war. Die Arbeitsleistung wird für die Plockhorst'sche Patentmaschine zu 7 500 qm in der Stunde angegeben. In Braunschweig ist durch die Anwendung derselben der Handarbeit gegenüber eine Ersparnis von 30 % erzielt worden.

Das Abziehen des Staubes. Dieselbe Aufmerksamkeit, wie auf das Abschlämmen, ist auf die Beseitigung des Staubes und losen Schmutzes anderer Art schon deshalb zu verwenden, weil derselbe durch Regen in Schlamm verwandelt und dann viel schwieriger fortzuschaffen ist. Dazu dienen zweck-

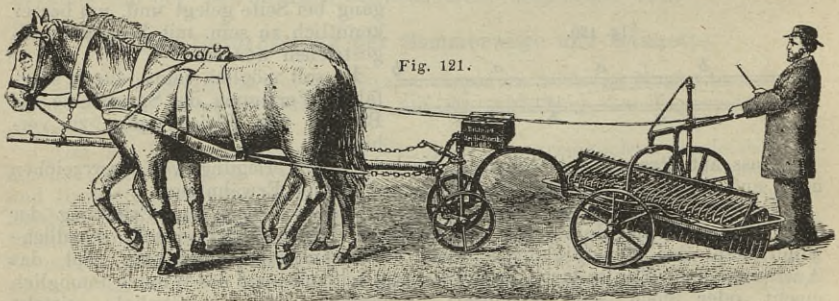
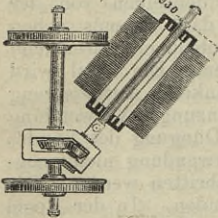


Fig. 122.



mäßig hölzerne Kratzen oder auch Besen, wenn nicht die Anwendung von Maschinen vorgezogen wird.

Unter den verschiedenen Arten von Strafsenkehrmaschinen, welche in neuester Zeit hergestellt sind, sind die mit einer Zylinderbürste ausgestatteten am meisten verbreitet, Fig. 122. Die Achse der aus hartem Faserstoff — Piassava-Faser — gebildeten Bürste ist schräg gegen die Achse des 2 räderigen, mit einem Pferde bespannten Fuhrwerks gelagert und wird von dort entweder durch Kegelräder oder durch Kettenräder in Bewegung gesetzt. Die Leistung dieser Maschinen wird auf 30 000 bis 40 000 qm Strafsenfläche täglich angegeben.

Die Tagesleistung eines Arbeiters beim Strafsenfegen wird auf 3 000 bis 4 000 qm angegeben.

Die Versuche, Maschinen herzustellen, welche nicht nur, wie die beschriebene, den Abraum seitwärts schieben, sondern zugleich in einen dazu angebrachten Sammelbehälter fördern, haben, so weit bekannt, günstigen Erfolg bislang nicht aufzuweisen.

Das Bekieseln der Steinbahnen. Während es einerseits notwendig

ist, die zu großen Mengen von Schlamm und Staub von den Steinbahnen baldmöglichst zu entfernen, so ist andererseits sorgfältig darauf zu achten, dass die Steinbahn nicht zu scharf gereinigt und dabei die Fugen aufgerissen werden. Bei trocken gelegenen, dem Winde ausgesetzten Bahnen, ist es, wie schon bemerkt, oft sogar zweckmäßig, eine ganz dünne, voraussichtlich bald austrocknende Schlammdecke zurück zu lassen. Wo bei der Beschaffenheit des Materials oder der örtlichen Lage der Straße eine solche Schutzdecke ganz fehlt, tritt (besonders während der trockenen Jahreszeit) die Bekiesung bezw. Ueber sandung ein, welche, ebenso wie der zurückgelassene Schlamm, den Zweck hat, die Fugen zwischen dem Gestein stets gefüllt zu halten, kleine Unebenheiten der Oberfläche auszugleichen, das Gestein gegen die Angriffe der Räder und Hufe zu schützen und den Zugwiderstand und die Erschütterungen der Fuhrwerke zu vermindern.

Bei Klinkerbahnen, wo das spröde Steinmaterial eines Schutzes gegen Stöße besonders dringend bedarf, ist die Ueber sandung allgemein üblich; die Stärke der dauernd zu erhaltenden Sanddecke wird in den Lehrbüchern sehr verschieden, in den neueren gewöhnlich zu etwa 1^{cm} angegeben. In Wirklichkeit aber wird diese Vorschrift meistens nicht befolgt, man hält es für ausreichend, wenn die Klinker überhaupt nur bedeckt sind. Sobald Wind oder Regen eine Entblösung der Bahn herbeigeführt haben, ist für neue Ueber deckung zu sorgen.

Versuche, den Nutzen der Ueber sandung der Klinkerbahnen zahlenmäßig zu ermitteln, indem man auf Versuchsstrecken die Dauer der Klinker unter Sanddecke und ohne eine solche feststellte, sind so weit bekannt, noch nicht angestellt worden. Es steht aber ausser Zweifel, dass die Besandung einen außerordentlich günstigen Einfluss übt.

Ueber die Bekiesung der Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen und der Steinschlagbahnen geben die Lehrbücher trotz der großen Bedeutung dieses, zum Beispiel in den Provinzen Schleswig-Holstein und Hannover allgemein angewandten Verfahrens fast gar keine Auskunft.

Die Bekiesung der Pflasterbahnen — besonders wenn dieselben schlecht zu werden anfangen — ist zweifellos für die Erleichterung des Verkehrs sehr wichtig, da die vorhandenen Unebenheiten ausgefüllt werden; ob dadurch auch die Dauer der Pflasterbahnen in solchem Maße erhöht wird, dass eine nennenswerthe Ersparung an den Unterhaltungskosten eintritt, steht nicht fest, ist jedoch nicht unwahrscheinlich. Der Bedarf an Kies beläuft sich auf etwa 10 bis 20^{cbm} im Jahr für 1^{km} Pflasterbahn von 3,5^m Breite.

Ueber den Einfluss der Bekiesung auf die Dauer, bezw. Abnutzung der Steinschlagdecken hat der Baurath Gravenhorst zu Stade interessante Versuche angestellt.¹⁾ Derselbe legte auf 4 verschiedenen Straßen je drei annähernd wagrechte Versuchsstrecken an, von denen je eine gar nicht, die zweite, wie dort üblich, mit 1,0 bis 1,25^{cbm} jährlich auf 100^m Länge bei 3,6^m Breite, die dritte reichlich mit 2,0 bis 2,5^{cbm} bekieset wurde. Der Mittelwerth der Abnutzung aller 12 Versuchsstrecken ergab sich nach sechsjähriger Beobachtung auf jährlich 5,11^{mm} für die gar nicht, auf 3,55^{mm} für die in üblicher Weise, auf 2,13^{mm} für die reichlich bekieseten Strecken.

Eine über die Kosten der Bekiesung und den Werth der durch dieselbe ersparten Steinbahnschicht durchgeführte Berechnung ergibt für die Stader Preise eine Geldersparniss von 61 M. für das Kilometer und Jahr bei der üblichen, von 114 M. bei der reichlichen Bekiesung gegenüber den gar nicht bekieseten Strecken. Hierbei ist die nicht messbare Abnutzung bezw. Entwerthung des Materials im Inneren der Steinbahn, welche bei dem Aufhauen der Oberfläche zum Zweck neuer Ueber deckung zu Tage tritt, nicht berücksichtigt; wird diese mit in Rechnung gezogen, so wird die berechnete Ersparung noch erheblich größer. Man darf nach diesen Untersuchungen annehmen, dass die Bekiesung annähernd so lange vortheilhaft ist, als der Preis des Kiesel nicht höher wird, als der halbe Preis des unzerschlagenen Steinmaterials.

¹⁾ Zeitschr. d. Hann. Archit. u. Ingen. Ver., 1887, S. 409 ff.

Unter geeigneten Verhältnissen, besonders bei den Steinpflasterbahnen, kann an Stelle des Kieses auch grober Sand verwandt werden. Zur Bedeckung sehr trocknen gelegener, dem Winde ausgesetzter Strafsen eignen sich lehmiger Kies, oft sogar erdige Materialien, welche nicht so bald verschwinden, wie magerer Sand.

Die Ueberkiesung bezw. Besandung geschieht im Frühling und Sommer bei windstillem, feuchtem Wetter. Ein Arbeiter kann je nach der Menge des aufgetragenen Materials täglich etwa 200 bis 400 m Strafsen gewöhnlicher Breite bekiesen.

Die Beseitigung des Schnees. Bei der Aufräumung verschneiter Strafsen darf mit der Arbeit nicht früher begonnen werden, als bis der Schneefall aufgehört hat; die Beseitigung des Schnees muss aber geschehen, bevor derselbe gelagert oder festgefroren ist.

Zur Räumung längerer Strecken kommen nach gleichmäßigem, nicht allzu hohem Schneefall meistens Maschinen zur Anwendung. Diejenigen, welche den Kehrmaschinen ähnlich, mit Zylinderbürste gebaut sind, eignen sich nur zur Beseitigung dünner Schneeschichten. Meistens verwendet man entweder aus Holz oder aus Eisen hergestellte sogen. Schneepflüge, Fig. 124, welche je nach der Höhe des Schneefalls mit 2 oder mehr Zugthieren bespannt werden. Den vorerwähnten Kehrmaschinen gegenüber sind sie auch dadurch im Vortheil, dass sie die fortgeräumten Schneemassen von der Mitte aus zu gleichen Theilen nach beiden Seiten abschieben, während erstere dieselben nach einer Seite schaffen und deshalb größere Zugkraft erfordern.

Den von der Fahrbahn abgezogenen Schnee lässt man bei hinreichender Breite der Spur gewöhnlich zunächst in Bänken liegen. Werden diese durch den Wechsel von Thauwetter und Frost hart und es tritt erneuter Schneefall ein, so ist zwischen denselben ein nochmaliges Reinigen der Strafsen mit einem

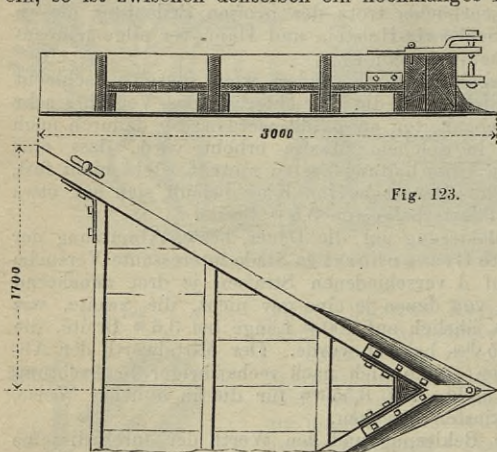


Fig. 123.

Schneepflüge von derselben Breite entweder gar nicht oder doch nur unter außerordentlich großem Aufwande von Zugkraft möglich. Man bevorzugt deshalb in neuerer Zeit verstellbare Schneepflüge, deren Spurbreite je nach Bedarf vergrößert oder verringert werden kann.

Die Vorschriften, wann der Schneepflug zur Anwendung gebracht werden soll, weichen erheblich von einander ab; in Baden und Hannover soll solches geschehen, wenn die Schneeschicht eine Stärke von 30 cm erreicht hat. Im Gebirge sieht man von der

Beseitigung des Schnees oft ganz ab, beschränkt sich auf das Ebnen der Oberfläche der Bahn und leitet den Schlittenverkehr über die auf der Bahn fest gewordenen, oft hohen Schneemassen.

Wenn sich durch den Verkehr im dicht gefahrenen Schnee Gleise bilden, so ist darauf zu achten, dass diese bald entfernt werden und nicht eine Beschädigung der Steinbahn verursachen. Großes Gewicht ist auf möglichst schnelle Beseitigung des erweichten Schnees bei Frostauflang und insbesondere auf die Ableitung des Thauwassers zu legen.

Versuche, die Beseitigung des Schnees durch Schmelzen mit erwärmter Luft, Dampf oder Wasser zu erreichen, scheinen nicht aussichtslos zu sein; doch hat ein solches Verfahren für Landstrafsen wohl wenig Bedeutung.¹⁾ Letzteres

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1882, S. 109, u. 1888, S. 183 u. 200.

gilt auch von dem in Paris, anscheinend mit einem entschiedenen Misserfolg, gemachten Versuche, grössere Schneemassen durch Salzausstreuen zu beseitigen;¹⁾ in besonderen Fällen indessen, z. B. auf Pferdebahngleisen, ist das Salzstreuen allgemein üblich.

Das Ablesen der Roll- oder Polstersteine.

Bei anhaltend trockenem Wetter lösen sich durch den Hufschlag der Zugthiere aus der Oberfläche der Steinschlagbahn oft einzelne Steinbrocken los, welche mit dem Namen Roll- oder Polstersteine bezeichnet werden. Dieselben sollen sorgfältig von der Steinbahn abgelesen und zu demnächstiger Wiederverwendung auf Haufen angesammelt werden, so weit es nicht möglich ist, sie durch Eindrücken oder Festtreten in den aufgelockerten Stellen wieder zu befestigen. Lose liegende Polstersteine schädigen, wenn Wagenräder über sie hinwegfahren, die Steinbahn durch den bedeutenden, auf eine kleine Stelle ausgeübten Druck, indem sie die getroffenen in der Steinbahnoberfläche gelagerten Steinbrocken zur Seite schieben oder gar zerstören.

β. Die Unterhaltung der Pflasterbahnen.

1. Die Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen.

Gut hergestellte Pflasterungen auf gutem, wasserdurchlässigen Untergrunde erfordern oft Jahre lang fast gar keine Unterhaltungsarbeiten.

Vereinzelte gehobene Steine, welche besonders nach Frostaufgang sich zeigen, sind mit der Ramme in die richtige Lage zurück zu bringen, Unebenheiten von größerer Ausdehnung können oft mit schweren Walzen²⁾ beseitigt werden. Die Walzung muss nach Frostaufgang geschehen, sobald der Untergrund wieder hinreichend fest geworden ist, aber doch noch nachgiebt. Man wird dabei die Seiten etwa 6 bis 8 mal, die Mitte etwa 4 mal überwalzen, bis die Steine nicht mehr merklich nachgeben und das normale Querprofil der Pflasterbahn wieder hergestellt ist. Vorher sind die zu rammenden, bezw. zu walzenden Strecken sorgfältig zu reinigen. Versenkte, zu stark abgenutzte oder zersprungene Steine müssen ausgewechselt werden. Gleise und Mulden von geringer Grösse sind auszubessern und die einzubringenden Steine so hoch zu setzen, dass sie nach der Rammung in der Bahnoberfläche stehen. Die Unterbettung ist dabei nicht tiefer, als unbedingt erforderlich, aufzulockern.

Wenn die Pflasterbahnen durch diese Ausbesserungen nicht mehr in ordnungsmäßigem Stande gehalten werden können, muss Umlegung erfolgen. Wenn irgend möglich, ist die StraÙe in ganzer Breite, nicht aber in 2 Hälften (deren eine während der Arbeit dem Verkehr dient) nach den für die Neupflasterung gegebenen Regeln umzupflastern. Da nicht zu trockenem Wetter für diese Arbeit günstig ist, pflegt man sie im Frühling oder Herbst vorzunehmen. Bei gut erhaltenem Aufbruchmaterial beträgt der erforderliche Zuschuss wenige Procente; bei schlechtem Aufbruchmaterial kann es erforderlich sein, alles Pflastermaterial neu anzuliefern und die gewonnenen Steine zu Steinschlag zu verarbeiten.

Die Dauer der Pflasterbahnen ist selbstverständlich nach Verkehr, Untergrund und Pflastermaterial außerordentlich verschieden. Für gute Pflasterbahnen auf Chausseen wird man in der Regel annehmen können, dass nach 15 bis 25 Jahren eine Umlegung erforderlich wird.

2. Die Klinkerbahnen.

Die Unterhaltung der Klinkerbahnen geschieht ähnlich wie bei den Pflasterbahnen aus natürlichen Steinen. Einzelne hervor tretende Klinker werden mit einer leichten Holzramme bei feuchter Witterung niedergerammt; versackte Steine werden heraus gehoben und durch Unterfüllung mit Pflastersand in die richtige Höhenlage gebracht. In gleicher Weise werden eingefahren Gleise von nicht zu großer Ausdehnung und Schlaglöcher ausgebessert. Einzelne zerdrückte

¹⁾ Zeitschr. f. Transportwesen u. StraÙenbau 1887, 1888, 1889.

²⁾ v. Kaven, Wegebau, S. 320.

oder zerfrorene Klinker werden heraus genommen und durch neue ersetzt. Es geschieht oft, dass Maulwürfe unmittelbar unter dem Pflaster rechtwinklig zur Strafsenrichtung im Bettungssande ihre Gänge graben und dadurch das Versinken ganzer Klinkerreihen bewirken. Wo solches zu befürchten ist, wird empfohlen, dem Bettungssande in der Oberfläche scharfkantige Steinbrocken beizumengen, welche die Maulwürfe fernhalten sollen.

Ausbesserungen der Klinkerbahnen sind nur in nicht großem Umfange zweckmäßig. Wenn die schadhafte Stellen weitere Ausdehnung gewonnen haben, ist vollständige Umlegung des Pflasters vorzuziehen. Aus dem bei dem Aufbruch gewonnenen alten Material werden die zur Wiederverwendung nicht mehr geeigneten Klinker ausgeschlossen; die bislang nur an einer Seite abgenutzten Steine werden nochmals gebraucht, wobei die schadhafte Seite nach unten gelegt wird.

Im Großherzogthum Oldenburg wird die Dauer der Klinkerstraßen bis zur Umlegung zu 15 bis 25 Jahren angegeben. Für Aufbrechen der alten Bahnen werden 2 bis 3 Pf. für 1^{qm}, für Wiederverlegung 14 bis 16 Pf., für Einfegen bezw. Einschlämmen des Sandes 2 bis 3 Pf. dort gezahlt. Bezüglich der Menge des in Oldenburg durchschnittlich verwandten Zuschussmaterials vergl. S. 236: die Unterhaltungskosten.

γ. Die Unterhaltung der Steinschlagbahnen.

Um den ordnungsmäßigen Zustand der Steinschlagbahnen zu erhalten, bedient man sich der folgenden zwei verschiedenen Unterhaltungsbetriebs-Arten:

1. Die fortwährende Unterhaltung (Flicksystem).

Das Wesentliche dieses Verfahrens besteht darin, dass eine Verringerung der festgesetzten Steinbahnstärke durch gleichmäßige Abnutzung der Oberfläche nicht zugelassen werden soll, sondern dass durch fortwährende kleine Ausbesserungen der ursprüngliche Zustand zu jeder Zeit so weit als möglich erhalten wird. Das Verfahren, welches jetzt noch in Süddeutschland vorherrschend ist, wird z. B. in der Dienst-Instruktion für die Strafsenwärter auf den Staatsstraßen im Königreich Bayern¹⁾ ausführlich beschrieben. Hat die Fahrbahn die Wölbung verloren, so wird das Fehlende durch Einwerfen von Deckmaterial ersetzt. Fehlt mehr als 7^{cm} an der Höhe, so muss zwei mal eingeworfen werden; das zweite Einwerfen darf jedoch erst stattfinden, wenn die erste Einbettung festgefahren ist.

Wenn die Fahrbahn auf ihrer ganzen Breite, oder wenn auch nur ein namhafter Theil derselben beschüttet wird, so muss das Material so dicht geworfen werden, dass der Boden vollständig bedeckt und zwischen den Steinen nicht mehr sichtbar ist. Ist die volle Wölbung noch vorhanden, so werden etwaige Gleise und Vertiefungen mit Steinmaterial ausgefüllt und die Unebenheiten ausgeglichen. Bei Gleisen und Löchern von geringer Tiefe wird feinkörniger Kies oder sehr klein geschlagenes Gestein verwandt. Das Material soll in der Regel nur bei feuchter Witterung aufgebracht werden. Wenn die Strafsenfläche schon abgetrocknet ist, so soll die Oberfläche vorher durch Auffickelung rauh gemacht werden. Bindet sich das eingefüllte Material schwer, so soll es mit einem Stösel eingestampft werden.

In Baden²⁾ wurde man zu dem Flick- oder Arbeitssystem durch das Bestreben geleitet, die dort früher üblichen theuren und den Verkehr in hohem Maße belästigenden allgemeinen Ueberdeckungen mit Schotter, bei denen eine Walzung nicht stattfand, wenigstens für längere Zeit verschieben zu können. Grosse Schwierigkeit machte die Heranbildung eines tüchtigen Personals, bis durch Erlass der Dienstanweisung für die Strafsenmeister 1863 — abgedruckt bei Baer, S. 219 — die Einführung des jetzt angewandten Unterhaltungssystems geschehen und das Decksystem verlassen werden konnte. Das Einlegen des Materials soll so ausgeführt werden, dass die Fuhrwerke nicht veranlasst werden, den ausgebesserten Stellen auszuweichen, sondern den

¹⁾ Abgedruckt bei Müller, Der Chausseebau, S. 203.

²⁾ Baer, Das Strafsenbauwesen im Großherzogthum Baden. 1890.

frisch aufgetragenen Steinschlag in den Strafsenkörper eindrücken und dadurch festlegen. Die Einlagen müssen deshalb abwechselnd auf allen Theilen der Fahrbahn vertheilt werden, so dass dieselbe überall gleich gut zu befahren ist. Sie sollen in der Regel nicht länger als 2,5 bis 3 m, nicht breiter als 1 bis 2 m sein. Kleinere Einlagen, die nur wenige Quadratfuss umfassen, sollen nicht zur Regel werden. Längere Gleise, welche von schlechter Unterhaltung herühren, sollen nur allmählig, jedesmal auf kurze Strecken, ausgefüllt werden, weil die Fuhrwerke ihnen sonst ausweichen würden. Das Material soll nur bei feuchtem Wetter eingebracht werden, damit der Strafsenkörper das Eindringen der Steine noch gestattet und diese sich mit ihm verbinden. Bei anhaltend trockenen Jahren, in denen zu wenig Material eingebracht werden kann, wird der Zustand der Strafsen sich verschlechtern, so dass später vollständige Schotterdecken mittelst allmählicher Einlagen hergestellt werden müssen; ist dieses in einem Jahre nicht möglich, — da niemals mehr Material eingebracht werden soll, als sich schnell binden kann, — so hat es auf mehrere Jahre vertheilt zu geschehen. Bei Eintritt von Frost ist alles noch nicht gebundene Material unbedingt von der Strafe zu entfernen.

Erfordert ausnahmsweise der Zustand der Strafe, dass neue Decken auf ein mal eingelegt werden — also das Flicksystem verlassen wird — so sind solche mit der Strafenwalze zu dichten.

Obleich bei diesem Unterhaltungsbetriebe die Anwendung der Walzen, ohne grundsätzlich ausgeschlossen zu sein, auf solche Ausnahmefälle beschränkt ist und in Folge dessen grosse Massen von Steinmaterial (vergl. S. 197) nutzlos verbraucht werden, so soll derselbe doch bei dem in Baden vorhandenen Reichtum an verwendbaren Gesteinen für die Strafsenbauverwaltung vortheilhaft sein. Es liegt aber auf der Hand, dass der Verkehr dadurch in hohem Maasse belästigt wird. Die Fahrbahnen sind fast niemals ganz glatt und fest, und besonders im Winter werden stets Klagen laut über den auf den Strafsen befindlichen, noch nicht fest mit dem Steinkörper verbundenen Steinschlag; derselbe soll freilich nach der Dienstanweisung abgezogen werden, aber diese Vorschrift ist — wie z. B. bei Schneefall — nicht immer durchführbar.

Ferner wird als ein Uebelstand des Flicksystems bezeichnet, dass die Arbeit der Strafsenwärter bedeutend vermehrt werde, und dass es sehr schwierig und zugleich unumgänglich nöthig sei, ein sehr zahlreiches, besonders zuverlässiges und gut geschultes Wärterpersonal heran zu bilden.

2. Die periodische Unterhaltung (Decksystem).

Das Decksystem lässt im Gegensatze zum Flicksystem die Abnutzung der Strafsenoberfläche durch den Verkehr bis zu einer gewissen Grenze zu, bevor zur Wiederherstellung des ursprünglichen Querschnitts geschritten wird. Dann aber werden auf einmal in einer Decke so grosse Steinmengen verbaut, als im Laufe der Jahre durch den Verkehr aufgezehrt wurden.

Auch bei diesem Unterhaltungsbetriebe können selbstverständlich die kleinen Ausbesserungen nicht völlig vermieden werden; vielmehr müssen einzelne Schlaglöcher und Gleise, die den Anlass zu immer schnelleren Zerstörungen der Steinbahn geben würden, baldmöglichst ausgefüllt werden. Auf solche Weise soll die Oberfläche der Steinbahnen eben erhalten werden, bis die vorgeschrittene Abnutzung zur Herstellung einer neuen Decke nöthigt.

Nach der hannoverschen Anweisung sollen die Ränder der zu bessernden Bahntheile, nöthigenfalls auch die Grundflächen mit der Kreuzhacke aufgelockert werden, bevor der Steinschlag aufgeschüttet wird. An den Rändern sollen Rillen von der Tiefe eines Steinkorns mit lothrechter Außenkante hergestellt sein. Das neue Steinmaterial wird in solcher Stärke aufgebracht, dass später die ausgebesserte Stelle in gleicher Höhe mit der anschließenden Steindecke liegt. Bindematerial wird zunächst nicht angewandt, weil die Räder der Fuhrwerke solches in genügender Menge von den benachbarten Steinbahnflächen herbei führen. Erst wenn die gebesserten Stellen fest werden, empfiehlt sich das Aufstreuen von etwas Steingrus oder Kies. Wenn die Abnutzung der Bahn sich in der Form von Gleisen oder einer breiteren Mulde darstellt, so sollen diese thunlichst in ihrer ganzen Ausdehnung ausgebessert werden. Das

verbaute Material wird entweder unter Anwendung von Sperrsteinen, wie beim Flicksystem, durch den Verkehr gedichtet, oder gewalzt, oder auch (z. B. in steilen Steigungen, welche die Anwendung der Walze nicht zulassen) festgestampft.

Die Anwendung der Chausseewalze ist aus den oben mitgetheilten Gründen wünschenswerth und sollte jedenfalls geschehen, wenn eine irgendwie erhebliche Steinmenge verbaut ist. Bestimmte Vorschriften, bei welcher Materialmenge Walzung vorgenommen werden soll, sind jedoch schwer zu geben, weil in jedem einzelnen Falle zu verschiedene Rücksichten mitsprechen. Nach der hannoverschen technischen Anweisung sollen ausgebesserte Stellen stets gewalzt werden, wenn mehr als 2,3 cbm Steinmaterial auf 1 000 qm Strafsenfläche verbaut ist.

Wenn diese Ausbesserungen, welche — wie nochmals betont werden mag — nur den Zweck haben, die Strafsenoberfläche eben zu halten, nicht aber zur Erhaltung der vorschriftsmäßigen Stärke der Steinbahn dienen sollen, größeren Umfang annehmen, z. B. wenn es sich um die Ausfüllung breiter, tiefer Gleise handelt, oder gar um die Erneuerung des mittleren Theils einer an den Seiten noch gut erhaltenen Steinbahn, so kann es zweifelhaft sein, ob solche Arbeiten als Ausbesserungen zu bezeichnen sind, oder als theilweise Ueberdeckungen. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen Ausbesserungen und Ueberdeckungen ist nicht zu machen.

Wenn es sich um die Entscheidung der Frage handelt, ob eine Steinschlagbahn überdeckt werden muss, oder erst noch ferner benutzt werden darf, so soll man sich nicht damit begnügen, nach der Oberfläche zu urtheilen, oder das Maafs der Abnutzung nach den Kantensteinen festzustellen, sondern man soll die Bahn an mehreren Stellen aufhauen¹⁾, um ihre Stärke mit voller Sicherheit feststellen zu können.

Die bestehenden Vorschriften über das zulässige Maafs der Abnutzung sind sehr verschieden. In Braunschweig hat man die Erfahrung gemacht, dass die Unterhaltung am billigsten ist wenn die Steinbahn jederzeit möglichst gut gewölbt und in ihrer ganzen Breite fest und glatt erhalten wird. Man überdeckt deshalb dort die Steinschlagbahnen, sobald etwa die Hälfte der Decke abgenutzt ist. Bei starker Abnutzung der Mitte werden auf breiteren Bahnen auch Decken von 3,0 bis 3,5 m Breite zur Wiederherstellung des ursprünglichen Querschnitts angewandt.

Die hannoversche Anweisung verlangt Neuüberdeckung, wenn die Decken, welche aus demselben Material bestehen, wie der Unterbau, bis zur Bordhöhe, ausnahmsweise bis 2,5 cm unter Bordhöhe, und wenn die Decken aus besserem Material vollständig abgenutzt sind. Wenn durch kleine Ausbesserungen der ebene Zustand der Decke nicht mehr erhalten werden kann, so darf auch schon früher zur Ueberdeckung geschritten werden. Eine Abnutzung von mehr als 10 cm sollte man niemals zulassen, weil stärkere Decken zu schwer fest zu walzen sind.

Man soll mit der Neuüberdeckung der Strafsen nicht zu spät beginnen, damit bei gleichmäßig fortschreitender Abnutzung langer Strecken die Arbeit sich nicht häuft. Bei der Unterhaltung großer Strafsenzüge sollte man, so weit thunlich, jeden einzelnen Bezirk nach Verkehr und Steinmaterial in eine Anzahl gleicher Strecken zerlegen, von denen in jedem Jahre eine erneuert wird, so dass jede Strecke nach einer bestimmten Anzahl von Jahren eine neue Decke erhält, und die Unterhaltungsgeldmittel Jahr für Jahr annähernd gleich sind.

Wenn beispielsweise in einem Bezirke die zulässige Abnutzung zu 10 cm angenommen ist, und die jährliche Abnutzung 1 cm beträgt, so muss alle 10 Jahre eine Neuüberdeckung der Strecke stattfinden. Man überdeckt also in jedem Jahre den zehnten Theil der Länge. Selbstverständlich ist es nicht erforderlich, in jedem Jahre die neue Ueberdeckung an die letztjährige anzuschließen; man wird vielmehr oft die schlechteste Strecke auswählen.

Für die Herstellung und das Verbauen des Steinschlags, welcher zu kleinen

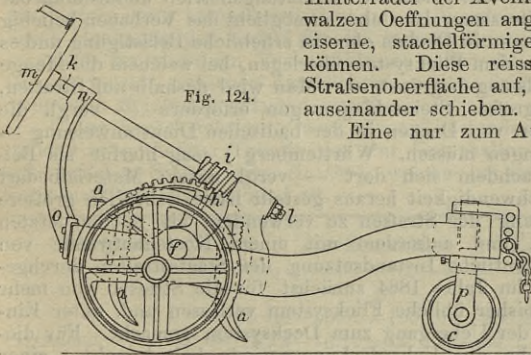
¹⁾ Instruktion für den Regierungs-Bezirk Königsberg, abgedruckt bei Herzbruch, Ueber Strassenbau. S. 45.

Ausbesserungen etwas feinkörniger sein muss, als zu neuen Decken, sowie für die Walzung finden die beim Neubau angegebenen Vorschriften sinngemäße Anwendung. Hier ist aber noch die Bearbeitung der alten Steinbahn vor Aufbringung der Decke kurz zu besprechen.

Wenn wegen besonderer Glätte und Festigkeit der Bahn zu befürchten ist, dass das Deckmaterial sich unter der Walze verschiebt, so soll nach der hannoverschen Anweisung entweder die ganze Oberfläche rau gemacht werden, oder es sollen von jedem Borde ab in der Richtung nach der Mitte etwa 1 m lange Rillen von der Tiefe eines Steinkorns eingehauen werden, deren Abstand zu etwa 1 m anzunehmen ist. Wenn nicht die ganze Breite der Bahn gedeckt wird, so sind an den Seitenrändern Rillen von der Tiefe eines Steinkorns einzuhauen, deren äußerer Rand senkrecht steht und deren Sohle nach innen flach verläuft. Nach anderen Vorschriften, z. B. der Instruktion für den Regierungsbezirk Königsberg, soll die Fahrbahn stets in der ganzen Breite 2,5 bis 5 cm tief aufgehackt werden, wozu zweckmäßig 4 bis 6 Arbeiter in einer Reihe angestellt werden. Begründet wird diese Vorschrift damit, dass die neue Decke sonst, wenn sie auf 2,5 bis 4 cm abgenutzt sei, leicht in größeren Flächen abblättere.

Um das zweifellos sehr empfehlenswerthe, aber theure Auflockern der ganzen Oberfläche zu erleichtern, sind versuchsweise in den Kränzen der Hinterräder der Aveling und Porter'schen Dampfwalzen Oeffnungen angebracht, in welche starke, eiserne, stachelförmige Nägel eingesetzt werden können. Diese reißen beim Ueberfahren die Strafsenoberfläche auf, indem sie die Steinbrocken auseinander schieben.

Fig. 124.

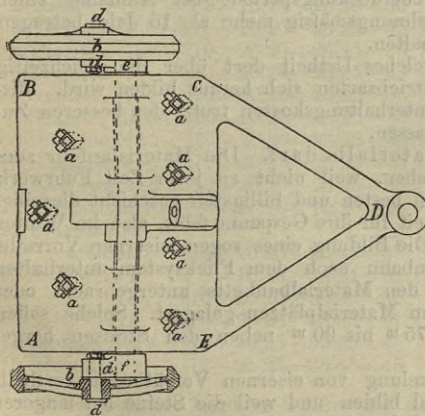


Eine nur zum Auflockern der Strafsenober-

fläche bestimmte Maschine ist die in Fig. 124 dargestellte Strafsen-egge von Mothiron¹⁾. In einer starken guss-eisernen Platte sind kräftige Stahlnägel *a* angebracht, welche durch die Bewegung der Kurbeln um die Achse

e f gehoben oder gesenkt werden. Bei einem in Orléans vorgenommenen Versuche²⁾ wurde mit einer 1200 kg schweren Strafsen-egge ein 250 m langer und 6 m breiter Strafsenstreifen in 75 Minuten 5 bis 6 cm tief aufgerissen, wobei 10 Pferde und 3 Arbeiter beschäftigt waren. Die Kosten beliefen sich, ungerechnet Verzinsung und Tilgung der Anschaffungskosten der Maschine, auf 0,22 Frs. für 1 qm, während dieselben dort — wohl zu hoch — bei Handarbeit zu 0,75 bis 1,0 Frs. veranschlagt wurden.

Der beim Auflockern der Bahn gewonnene Steinschlag wird bei trockenem Wetter ausgesiebt und später, so weit er noch brauchbar



¹⁾ Petrlík, Das Walzen der Strafsen, S. 23.

²⁾ Ann. d. ponts et chauss., 1881, II.

ist, von neuem verbaut; die Verwendung als Unterbaumaterial ist zu empfehlen.

So weit es ohne zu große Schädigung des Verkehrs irgend möglich ist, soll die Ueberdeckung der Steinschlagbahnen gleichzeitig in der ganzen Breite, nicht aber in zwei Hälften hergestellt werden. Befinden sich tiefe Löcher oder Gleise in der Oberfläche, so ist deren Ausbesserung vor dem Aufbringen der neuen Decke zweckmäßig.

Die Ausführung der Unterhaltungsarbeiten geschieht am besten bei feuchtem Wetter, also im Herbst oder Frühling. Ob Herbstdecken oder Frühlingsdecken den Vorzug verdienen, dürfte nicht allgemein entschieden werden können, sondern von den örtlichen Verhältnissen und den Zufälligkeiten der Witterung abhängen. Erstere leiden, wenn sie noch nicht vollständig fest geworden sind, durch den Frost und Frostauflang, letztere durch die Dürre des Sommers. Bei großem Betriebe, insbesondere auch bei der Verwendung von Dampfwalzen, kann indessen auf die Witterung nicht viel Rücksicht genommen werden, sondern man ist genöthigt unter Anfuhr größerer Wassermengen auch in den trockenen Sommermonaten die Arbeit fortzusetzen.

Dass in der Ebene Strafsenüberdeckungen ohne Anwendung der Walzen noch jetzt zur Ausführung gebracht werden, ist nicht anzunehmen. Bei den berechtigten Anforderungen, welche der gesteigerte Verkehr der neuesten Zeit an die Strafsen stellt, würde ein solcher Unterhaltungsbetrieb undurchführbar sein. Die Einführung der Strassenwalzen aber ermöglicht das Verbaue beliebig großer oder kleiner Steinmengen in Decken ohne zu erhebliche Belästigung und es ist hierdurch das Decksystem dem Flicksystem überlegen, bei welchem die Menge des zu verbauenden Materials eng begrenzt ist. Man wird deshalb auf Strafsen, welche die Verarbeitung großer Steinschlagmengen erfordern — vergl. die Vorschrift über das Einlegen von Decken in der badischen Dienstanweisung — stets zum Decksystem gelangen müssen. Württemberg¹⁾ mag hierfür als Beispiel angeführt werden. Nachdem sich dort — vergl. unter: Materialbedarf zur Unterhaltung — die Nothwendigkeit heraus gestellt hatte, erheblich größere Steinmengen zur Unterhaltung der Strafsen zu verwenden, als in den letzten 30 Jahren geschehen war, und außerdem mit einem Kostenaufwande von 1 112 000 M. eine außerordentliche Instandsetzung der Staatsstrafsen durchgeführt werden sollte, wurde im Jahre 1884 zunächst für die Strafsen von mehr als mittlerem Verkehr das bisher übliche Flicksystem verlassen und, unter Einführung der Dampfwalzen, der Uebergang zum Decksystem gemacht. Für diejenigen Strafsen, für welche die Ueberdeckungsperiode bei Annahme einer Deckenstärke von mindestens 7 cm rechnungsmäßig mehr als 15 Jahr betragen musste, wurde das Flicksystem beibehalten.

Es ist von großer Bedeutung, welches Urtheil dort über die gleichzeitig angewendeten beiden Unterhaltungsbetriebsarten sich heraus bilden wird. Bislang hat sich eine Steigerung der Unterhaltungskosten trotz des besseren Zustandes der Strafsen nicht erkennen lassen.

Materialbeschaffung und Materialbedarf. Die Materialanfuhr zum Strafsenbau soll möglichst früh geschehen, weil nicht zu jeder Zeit Fuhrwerk und Arbeitskräfte zu haben sind. Am besten und billigsten geschieht dieselbe, wenn es der Landbevölkerung an Arbeit für ihre Gespanne fehlt, also im Winter oder zwischen Saat- und Erntezeit. Die Bildung eines sogen. eisernen Vorraths ist nur da erforderlich, wo die Steinbahn nach dem Flicksystem unterhalten wird. Derselbe wird entweder auf den Materialbanketts untergebracht oder auf eigens zu dem Zwecke angelegten Materialplätzen gelagert. Solche sollen in Baden z. B. in Abständen von 75 m bis 90 m neben den Strafsen hergestellt werden.

Beim Decksystem ist die Ansammlung von eisernen Vorräthen unvortheilhaft, weil dieselben ein todes Kapital bilden und weil die Steine bei längerer Aufbewahrung sich mit Staub und Schmutz vermischen und von Graswuchs überzogen werden. Dagegen ist es manchmal empfehlenswerth, die größeren Neuüberdeckungen dadurch vorzubereiten, dass man während einiger Jahre die

¹⁾ Zeitschr. des hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1890, S. 621.

erforderlichen Steine, wenn sie gerade billig heran zu schaffen sind, ansammelt; man hat dann auch Gelegenheit, die ständigen Arbeiter beim Zerkleinern des Steinmaterials zu beschäftigen, wenn es an sonstiger Arbeit fehlt.

Das angelieferte Steinschlagmaterial (besonders die eine rundliche Form zeigenden Flusskiesel oder Findlinge) soll nicht zu kleine Stücke enthalten. Jedes Stück muss so groß sein, dass bei der Zerkleinerung scharfkantige Brocken daraus hergestellt werden können, also nach keiner Richtung weniger als etwa 8 cm messen. Zu große Steine sind unvortheilhaft, weil die Zerkleinerung verhältnissmäßig theuer ist. Die Abnahme des Steinmaterials erfolgt nach dem Aufsetzen in regelmässige Haufen. Ein Arbeiter ist im Stande, 10 bis 12 cbm in 1 Tage dichtschliessend aufzusetzen.

Sehr interessante Ermittlungen über den Materialbedarf zur Unterhaltung der Steinschlagbahnen sind in Baden¹⁾ angestellt worden. Dort betrug derselbe im Jahre 1832 bei Anwendung des Decksystems ohne Walzung 99 cbm für 1 km und war für 1882, nach Einführung des Flicksystems, mit 39,4 cbm berechnet. Diese Verminderung ist theils durch Verbesserung des Unterhaltungsbetriebes, theils durch Verwendung besserer Steinarten erzielt worden.

Für die Straßen der einzelnen Verkehrsklassen (vergl. S. 90) beträgt erfahrungsmässig der durchschnittliche Bedarf an Porphyr für 1 km bei 5 m Fahrbahnbreite 20, 25, 35, 50, 65, 95 oder 180 cbm (4,3 cbm jährlich für je 100 Zugthiere täglich). Nachdem durch Versuche ermittelt war, welchen Werth die zur Verwendung kommenden Gesteine im Vergleich zum Porphyr haben, wurde durch Rechnung der Bedarf für die verschiedenen Klassen ermittelt. Da aber innerhalb der einzelnen Verkehrsklassen selbst der Verkehr wieder verschieden ist, so musste zwischen der höchsten und niedrigsten erforderlichen Materialmenge ein Spielraum gelassen werden.

Unter Berücksichtigung auch dieses Umstandes gelangte man zu der nachstehend mitgetheilten Tabelle der zur Unterhaltung jährlich für 1 km Strafe erforderlichen Steinmengen (in cbm), welche bei der Aufstellung der Unterhaltungsanschläge maassgebend ist.

Steinart	Verkehrsklasse und Zugthierzahl täglich						
	7	6	5	4	3	2	1
	< 30	30—50	50—100	100—250	250—500	500—1000	> 1000
1 Dolerit	6—12	12—16	16—22	22—32	32—42	42—60	60—114
2 Basalt	8—16	16—20	20—30	30—40	40—55	55—80	80—150
3 Porphyr (Mittel)	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
4 Diorit	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
5 Syenit	10—20	20—25	25—35	35—50	50—65	65—95	95—180
6 Gneis	10—20	20—25	25—35	35—50	50—70	70—100	100—190
7 Granit (Mittel)	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
8 Hornblende . . .	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
9 Klingstein . . .	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
10 Rheinwacken . .	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
11 Thonschiefer . .	8—16	16—20	20—28	28—40	40—55	55—75	75—145
12 Binnenfluss- Geschiebe	10—20	20—25	25—35	35—55	55—70	70—100	100—190
13 Kalkstein I . . .	8—16	16—24	24—32	32—49	49—70	—	—
„ II	10—20	20—30	30—40	40—60	60—85	—	—
„ III	13—26	26—38	38—51	51—77	77—100	—	—
14 Brauner Jura . .	12—25	25—35	35—45	45—65	65—90	90—130	130—240
15 Rheinkies	12—25	25—35	35—45	45—60	60—80	80—100	100—200

Bezüglich der Verbrauchsziffer für Kalkstein ist zu bemerken, dass sie auf Grund der S. 131 erwähnten Kalkstein-Prüfungen aufser Zusammenhang mit den übrigen Materialien festgestellt ist. Für 100 mit Kalkstein 2. Sorte unterhaltene

¹⁾ Statistische Betrachtungen über den Aufwand für Unterhaltung der Landstraßen in Baden.

Strafsenstrecken wurde der Verbrauch der letzten Jahre ermittelt und aus dieser Ziffer die Verbrauchsziffer für die 1. und 3. Sorte abgeleitet unter der Annahme, dass bei dem Verhältniss der Festigkeit 1:0,81:0,61 der Verbrauch sich verhalten müsse wie 1:1,23:1,60.

In Württemberg¹⁾ hat die jährlich für 1 km zu verwendende Schottermenge im Jahre 1818 153 cbm betragen, ist allmählig auf 87 cbm herabgegangen und im Jahre 1854 sprunghaft auf 87 auf 57 cbm herab gesetzt. Dann hat sich diese Zahl bis Anfang der 70er Jahre wieder auf 72 gehoben und ist seitdem bei dem allmählichen Uebergange zu dauerhafterem Steinmaterial bis 1884 wieder auf 50 cbm gesunken. Damals wurde durch Aufnahme von Querschnitts-Zeichnungen festgestellt, dass ein großer Theil des 2695 km umfassenden Staatsstraßen-Netzes nicht mehr die erforderliche Wölbung von im Mittel $\frac{1}{40}$ der Strafsenbreite aufweise. Es wurde, wie schon oben bemerkt, beschlossen, innerhalb der nächsten 16 Jahre zur außerordentlichen Instandsetzung durchschnittlich 66 cbm Gestein für 1 km Strafsen aufzuwenden; auf einzelnen Strecken steigerte sich dieser Bedarf bis zu 660 cbm. Außerdem wurde beschlossen, reichlicheres Unterhaltungsmaterial zu verbrauchen: im Jahre 1886 57,1 cbm. Ziffern über den Einfluss der theilweisen Einführung des Decksystems auf den dortigen Materialbedarf liegen zur Zeit noch nicht vor.

Der Materialaufwand für die hinhältlichen kleinen Ausbesserungen der Steinschlagbahnen bei Anwendung des Decksystems ist meistens gering; auf kurzen Strecken kommen indessen unter Umständen (z. B. wenn tiefe Gleise ausgebessert werden müssen) beträchtliche Steinmengen zur Verwendung.

Auf den Landstraßen des Departements Seine et Marne beträgt die Unterhaltungsmaterial-Menge für die kleinen Ausbesserungen für 1 km und Jahr im Mittel noch nicht 10 cbm und übersteigt nirgends die Masse von 20 cbm.

Der Bedarf an Gestein zur Erneuerung der Decken ergibt sich leicht, wenn die jährliche Abnutzung der Strafsen bekannt ist. Es wird festgestellt, wie weit die Abnutzung der Strafsen zugelassen werden soll, und daraus folgt der Zeitabschnitt, nach welchem jedesmal eine neue Decke aufgebracht werden muss. Auch wo besondere Abnutzungs-Messungen nicht stattfinden, steht es bei regeltem Unterhaltungsbetriebe nach der Erfahrung ungefähr fest, wie oft jede Strafsen einer neuen Ueberdeckung bedarf.

v. Kaven theilt mit, dass die 15 cm starke Schlagkieseldecke einer 4,7 m breiten Chaussee in der Nähe von Harburg bei einem Verkehr von täglich etwa 1000 Fuhrwerken (größtentheils Fracht- und schwere Reisefuhrwerke) in 4 Jahren vollständig abgenutzt war.

In Baden hat man ermittelt, dass auf Kalksteinstraßen von 5 m Breite 1 Zugthier täglich im Jahre $\frac{1}{11}$ mm Abnutzung herbeiführe; danach würde z. B. eine 3,5 m breite Kalksteinbahn bei täglich 100 Zugthieren im Jahre

$$\frac{1 \cdot 5 \cdot 100}{11 \cdot 3,5} = 13 \text{ mm Abnutzung zeigen.}$$

Was die Art des Unterhaltungsmaterials betrifft, so hält man es für vorthellhaft, billige, geringwerthige Gesteine möglichst auszuschließen und bessere, wenn auch theurere, an deren Stelle treten zu lassen. Der Kalkstein z. B. erweist sich als Unterhaltungsmaterial für Strafsen mit großem Verkehr als ungeeignet, so dass man denselben immer mehr auf die weniger belebten Strafsen beschränkt. Bei einem Verkehr von 1000 Zugthieren würde eine 5 m breite Strafsen $\frac{1000}{11} = 99 \text{ mm}$ Abnutzung zeigen; also eine Decke von der üblichen Stärke würde nicht 1 Jahr halten. In den Jahren 1855—59 wurden in Baden 35 %, 1875—79 29,15 % und 1882/3 nur noch 26,86 % aller Landstraßen mit Kalkstein unterhalten.

Nachdem dort durch das Gesetz von 1883 937,5 km Strafsen aus dem Landstraßennetze ausgeschieden waren, blieben noch 3049,8 km übrig. Von diesen wurden im Jahr 1884 unterhalten:

26,9 %	mit Kies und Wacken,	2,3 %	mit Basalt, Dolerit und Klinkstein,
16,2 "	" Kalkstein,	5,4 "	" Diorit, Syenit und Hornblende,
43,3 "	" Porphyry,	1,6 "	" Gneis,
3,5 "	" Granit,	0,8 "	" Thonschiefer.

¹⁾ Zeitschr. d. hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1890, S. 621.

In Württemberg wurden 1884 von der Staatsstraßen-Länge nur 3,44 % mit Hartstein unterhalten; nur 6,13 % des zur Verwendung kommenden Materials entfallen auf Hartsteine. Man suchte deshalb bessere Bezugsquellen auf und begründete das Basaltwerk bei Urach (vergl. S. 179), nachdem bisher mit einem Aufwande von jährlich etwa 60 000 M. Porphyр aus den Brüchen der badischen Gemeinde Dossenheim bezogen worden war.

In der Provinz Hannover¹⁾ waren auf sämtlichen Chausseen und Landstraßen vorhanden:

	1890	1882
km Steinpflasterbahnen	2159 = 21,8 %	2019 = 23,1 %
„ Steinschlagbahnen	6997 = 70,8 „	6167 = 70,7 „
„ Klinkerbahnen	727 = 7,4 „	541 = 7,2 „
km 9883 = (100 %)		8727 = (100 %)

Von den Steinpflasterbahnen entfallen nach Prozenten der Gesamtstraßenlänge auf:

	1890	1882
Nordische Geschiebe	84,7 %	87,1 %
Sandstein	11,8 „	9,8 „
Andere Materialien	3,5 „	3,1 „

Von den Steinschlagbahnen sind hergestellt aus:

	1890	1882
Nordischen Geschieben	45,5 %	48,5 %
Kalkstein	18,3 „	20,9 „
Hochofenschlacke	11,9 „	5,7 „
Basalt	7,7 „	6,8 „
Anderen Materialien	16,6 „	18,1 „

Man erkennt auch hier den Rückgang in der Verwendung der geringwerthigen Kalksteine. Die Abnahme der nordischen Geschiebe hat ihren Grund darin, dass dieselben in vielen Gegenden seltener werden; Hochofenschlacken, Basalt und in den Küstengegenden Klinker, treten an die Stelle. Die Steinpflasterbahnen aus nordischen Geschieben (1694 km und 135 km Doppelbahnen) stammen meistens aus älterer Zeit und liegen auf verkehrsarmen Straßen, wo sie den Anforderungen genügen.

Nach v. Leibbrand²⁾ werden mit Hartsteinen unterhalten: in Baden 40 %, in Bayern 33 % aller Straßen. Von den zur Verwendung kommenden Unterhaltungs-Gesteinen sind Hartsteine: im Königreich Sachsen 85 %, im Reg.-Bezirk Wiesbaden 88 %, in Braunschweig 40 %.

c) Die Straßenwärter und Aufseher.

Ebenso wenig wie bei dem Flicksystem darf bei dem Decksystem die Ausführung der Straßenunterhaltungsarbeiten beliebigen, vorübergehend angenommenen Arbeitern überlassen werden; vielmehr ist es nothwendig, ein geschultes, dauernd beschäftigtes Wärterpersonal heran zu bilden. Dieses Ziel wird bei den verschiedenen Verwaltungen in verschiedener Weise erreicht: Man stellt entweder die nöthige Zahl von Straßenwärtern fest an, oder man überträgt ständigen, jedoch nicht fest angestellten, Arbeitern die Straßenwartung nach Uebereinkommen. Dieselben werden dann entweder verpflichtet, gegen Monatslohn die vorkommenden Arbeiten auszuführen, oder ihnen werden jedesmal die einzelnen Arbeiten, so weit solche erforderlich werden, durch den Aufseher übertragen, sei es gegen Tagelohn, sei es in Kleinakkord. Selbstverständlich reicht das ständige Personal für gröfsere, oder zu besonderer Jahreszeit vorzunehmende Arbeitsleistungen nicht aus; für solche werden nach Bedarf Hülfсарbeiter herangezogen.

¹⁾ Zeitschr. d. hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1891. S. 408.

²⁾ Zeitschr. f. Bauw. 1889, das Basaltwerk Urach.

Bei der in Norddeutschland üblichen periodischen Unterhaltung — Decksystem — der Steinschlagbahnen pflegt, dem Arbeitsbedürfniss entsprechend, für je 3 bis 8 km Strafsenlänge ein Wärter oder ständiger Arbeiter angenommen zu werden, dessen Leistungsfähigkeit für die auf einer solchen Strecke erforderlichen regelmässigen Wartungsarbeiten ausreicht. Man soll auch auf ganz verkehrsarmen Strafsen die Strecken nicht zu lang bemessen, weil dann zu viel Zeit mit den Wegen zur Arbeitsstelle und zurück verloren gehen würde.

Es ist besser, in solchen Fällen eine grössere Zahl von Wärterbezirken zu bilden und die Wärter nicht täglich an der Strafsen zu beschäftigen. In der Regel werden dieselben nicht ungern in ein Dienstverhältniss eintreten, welches ihnen Zeit zum Betriebe einer kleinen Ackerwirtschaft übrig lässt.

In Braunschweig hatten im Jahre 1883 bei periodischem Unterhaltungsbetriebe die Wärter, die ihren Dienst als Handwerk von Jugend auf erlernen, Bezirke von durchschnittlich 3,4 km Staatsstrafsen und 5,5 km Kreisstrafsen zu unterhalten. Sie übernehmen fast alle Arbeiten in Akkord und hatten keinen festen Gehalt; sie waren jedoch Mitglieder einer Unterstützungskasse, aus welcher besondere Unterstützungen sowie Ruhegehälter gezahlt wurden. Die Bezirke der Aufseher umfassten durchschnittlich 62 km.

In Hannover waren im Jahre 1890 641 Stationsarbeiter auf Chausseen, 1060 auf Landstrafsen angenommen, welche theils in Tagelohn, theils in Kleinakkord die Strafsenwartung besorgen. In einigen Bezirken wird, abweichend von dem allgemein angewandten Verfahren, eine fest stehende monatliche Vergütung gewährt. Die durchschnittliche Länge der Strecken beträgt 5,9 km.

Die 171 Aufsichtsbezirke (Chaussee- und Landstrafsenaufseher) umfassen im Durchschnitt je 58 km. Die Aufseher haben ausser den Chausseen und Landstrafsen auch die Neubauten derjenigen Gemeindegewege zu beaufsichtigen, welche durch Beihilfen aus dem Provinzialfonds unterstützt werden.

Bei dem fortwährenden Unterhaltungsbetriebe (Flicksystem) müssen die Strecken viel kürzer bemessen werden, weil die regelmässige Unterhaltung und Wartung der Strafsen bei weitem mehr Arbeit erfordert, als beim Decksystem; dafür ist die Heranziehung von Hilfsarbeitern zu besonderen Zwecken in viel geringerem Maasse erforderlich.

In Württemberg waren auf den Staatsstrafsen im Jahre 1882 1242 Wärter angestellt, deren Strecken durchschnittlich nur 2,16 km lang waren; ihre Thätigkeit wurde durch 35 Strafsenmeister geleitet.

In Baden hat man den Strafsenwärtern ausser den ihnen obliegenden Hauptarbeiten mit gutem Erfolg seit 1875 auch die Hilfsarbeiten in Akkord gegeben, welche sie entweder allein oder unter Zuziehung von Arbeitern auf ihre Kosten ausführen. Hierdurch sind sie im Stande, durch grösseren Fleiss ihr Einkommen zu erhöhen, und zugleich wird der steten Vermehrung der Hilfsarbeiter entgegen gewirkt. Die Länge der Wärterbezirke (1885 waren 1040 Wärter angestellt) schwankt je nach Verkehr, Lage und Unterhaltungsmaterial der Strafsen zwischen 2 und 5 km und beträgt durchschnittlich 3,8 km. Die Jahresgehälter sind von durchschnittlich 260 M. im Jahre 1821 auf 390 M. (höchstens 690 M., mindestens 360 M.) im Jahre 1887 gestiegen. Die Höhe des Zuschlags für die Hilfsarbeit schwankt je nach der Art der Wärterbezirke zwischen 20 M. und 550 M.

Die nächsten Vorgesetzten der Wärter, die Strafsenmeister — zur Zeit sind 86 und 6 Gehülfen angestellt — beziehen 700 bis 1000 M. Gehalt, Tagelöhner von 3,50 M. für 270 Tage und von 5 M. für 30 Tage mit Uebernachtungen ausser dem Hause. Dazu kommen 65 M. für Reisekosten, 24 M. für Schreibmaterial und 60 bis 120 M. Wohnungsgeldzuschuss. Sie haben in ihren Bezirken die Unterhaltung der Kreis- und Gemeindegewege nach gleichen Grundsätzen, wie die der Landstrafsen, mit zu überwachen.

In Italien wechselt auf den Staatsstrafsen die Länge der Strecken der Wärter (cantonieri) von 1,845 km (Genua) bis 4,217 km (Potenza).

In Frankreich werden die 37 540 km Staatsstrafsen von 11 514 Wegewärttern unterhalten, so dass durchschnittlich ein Wärter auf 3,25 km Strafsen zu rechnen ist; doch schwankt die auf jeden Wärter entfallende Strafsenlänge in den verschiedenen Departements zwischen 1,23 und 4,85 km.

Die Größe der Aufsichtsbezirke schwankt — ebenso wie die der Wärterbezirke — je nach den Anforderungen, welche in jedem einzelnen Falle gestellt werden, in den weitesten Grenzen; die Art des Unterhaltungsbetriebs, die zur Verwendung kommandirten Gesteine, der Verkehr und die Lage der Straßen sind dafür entscheidend; einige Mittelwerthe sind schon vorstehend angegeben.

Zur Erleichterung des Aufseherdienstes sind in den letzten Jahren Fahrräder eingeführt, welche sich in der Ebene gut bewähren, auf Straßen mit bedeutenden Steigungen aber wenig brauchbar sind. Dieselben gewähren bedeutende Ersparung an Zeit und ermöglichen die Bereisung weit größerer Strecken, als zu Fuß ausführbar ist. Die Fahrgeschwindigkeit soll nur so groß genommen werden, als ohne erhebliche Anstrengung geschehen kann; je nach der Körperkraft des Fahrennden und der Beschaffenheit des Weges wird 1 km in etwa 3—6 Minuten zurückgelegt. Ein Uebelstand ist es, dass Schmutz der Straße und schlechtes Wetter, besonders Schneefall und Sturm den Gebrauch des Fahrrades bis zur Unmöglichkeit erschweren.

Anfangs kamen meistens Dreiräder zur Verwendung, so z. B. in Hannover, wo im Jahre 1890 gegen 50 Aufseher mit solchen ausgerüstet waren, nachdem man im Jahr 1885 versuchsweise die ersten 3 Fahrräder angeschafft hatte.

In Westfalen waren bis vor kurzer Zeit nur Dreiräder im Betriebe, in letzter Zeit aber wird dort erwogen, neben den Dreirädern auch Sicherheits-Zweiräder einzuführen.

In der Rheinprovinz hat man sich für die Zweiräder entschieden, deren im Juni 1891 123 im Betrieb waren. Nach der dortigen Anweisung v. April 1890, betr. die Benutzung der Fahrräder, soll die Fahrgeschw. höchstens 1 km in 5 Min. betragen.

Die Versuche, ob Dreiräder oder Zweiräder den Vorzug verdienen, scheinen zu Gunsten der Zweiräder auszufallen; diese erfordern geringeren Kraftaufwand, sind deshalb bei aufgeweichten Wegen und ungünstigem Wetter besser benutzbar, und können den Schlaglöchern und Unebenheiten besser ausweichen, als die breiten Dreiräder. Auch sind die Anschaffungskosten geringer. Das Erlernen des Fahrens auf dem Sicherheits-Zweirade ist nicht so schwer, als meistens angenommen wird, aber doch schwieriger als auf dem Dreirade und letzterem wird aus diesem Grunde von älteren, körperlich weniger gewandten Beamten der Vorzug gegeben.

Ueber die Kosten der Instandhaltung der Fahrräder liegen genügende Erfahrungen noch nicht vor; es ist aber anzunehmen, dass dieselben nicht unerblich sein werden.

d) Die Unterhaltungs-Kosten und -Kostenanschläge.

Bei den norddeutschen Verhältnissen werden für die Unterhaltung bester Straßen 500 bis 600 M. für 1 km und Jahr als Mittelwerth gelten können, die Grenzen sind etwa 200 bis 2 000 M. Wo das Steinmaterial billiger ist, wird man mit geringeren Mitteln ausreichen, als in der Tiefebene.

Diese Zahlen beziehen sich auf die ganze Straße und enthalten die für Instandhaltung der Böschungen, Gräben, Durchlässe, Sommerwege und Banketts, Baumpflanzungen, Befriedigungen und Abtheilungszeichen aufzuwendenden Kosten. Die für Umbauten und Erneuerung größerer Bauwerke erforderlichen Mittel pflegt man nicht einzurechnen, ebenso nicht die Verwaltungs- und Aufsichtskosten; doch ist das Rechnungswesen in den einzelnen Verwaltungen so verschieden, dass eine unmittelbare Vergleichung der kurz als „Unterhaltungskosten“ bezeichneten Aufwendungen nur mit Vorsicht geschehen kann.

Was die Steinbahnen selbst betrifft, so ist in der Regel die Unterhaltung des Steinpflasters billiger, als die der Steinschlagbahnen. Für das auf den norddeutschen Straßen übliche geringwerthige Reihenpflaster muss man einschließlich aller Nebenarbeiten je nach Verkehr und Untergrund etwa 0,05 bis 0,15 M. für 1 qm und Jahr rechnen.

Die Unterhaltung der Staatschassen in Preußen soll in den letzten Jahren der Staatsverwaltung 560 M. für 1 km gekostet haben.

In der Provinz Brandenburg erforderte nach amtlicher Zusammenstellung im Jahre 1883/84 die Unterhaltung der von Provinzialbeamten verwalteten

1 230 km Chausseen bei durchschnittlich 68 m Neuüberdeckungs-Strecke für 1 km 564 M.; für die Unterhaltung von 172 km Chausseen, welche den Kreisverbänden übertragen ist, wurde denselben eine Jahresrente von 571 M. für 1 km gezahlt. Die für außerordentliche Fälle aufgewandten Geldmittel sind hier nicht eingerechnet.

In Schleswig-Holstein kostete die Unterhaltung der Haupt-Landstraßen (die Straßen waren dort nach dem Verkehr in 6 Klassen eingetheilt) in den Jahren 1855 bis 1866 durchschnittlich 520 M. für 1 km. Von diesen Kosten entfallen rund 70 % auf die Unterhaltung der Steinbahn.

In Hannover betrug der Kostenaufwand für die eigentliche Unterhaltung der Provinzialchausseen in den Jahren 1876 bis 1888 durchschnittlich 483 M. für 1 km und Jahr; für Umbauten, Erneuerung größerer Brücken und Aufsicht kommen zu dieser Summe 19 bis 20 % hinzu. Die Unterhaltung der Landstraßen (Kreisstraßen) erforderte in der Zeit von 1873 bis 1888 im Mittel 268 M.; die Kosten stiegen von 231 M. im Jahre 1873 auf 329 M. im Jahre 1888. Der Unterschied in den Kosten für die Provinzial- und Kreisstraßen ist dadurch zu erklären, dass letztere meistens neu, viele erst nach 1869 erbaut sind, während erstere beim Uebergange vom Staate auf die Provinz durchweg stark abgenutzt waren.

In Westfalen erforderte die Unterhaltung des 2465,90 km umfassenden Netzes der Provinzialstraßen und ehemaligen Bezirksstraßen im Jahr 1888/9 862,16 M. für 1 km. Für 1889/90 sind veranschlagt 845,43 M. einschließlic der außerordentlichen Unterhaltungsarbeiten; auf die gewöhnliche Unterhaltung entfallen hiervon rund 737 M.

In Ostpreußen erfordert die Unterhaltung der Steinbahnen etwa 75 % der Gesamtunterhaltungskosten.

In Braunschweig kostete die Unterhaltung der besteihten Staatsstraßen in den Jahren 1875 bis 1880 durchschnittlich 588 M. für 1 km, am wenigsten im Jahre 1875 mit 542,18 M., am meisten 1880 mit 626,46 M. Die Unterhaltung der besteihten Kreisstraßen kostete im Jahre 1880 390,95 M. für 1 km.

In Oldenburg betrug in der Zeit von 1858 bis 1877 der Aufwand für die Unterhaltung der Klinkerstraßen im Durchschnitt jährlich 203,95 M. für 1 km, wobei je 3100 Klinker als Zuschussmaterial erforderlich waren. Die Unterhaltung der Pflasterstrecken aus natürlichen Steinen erforderte nur 117,35 M. bei 4,2 cbm Zuschussmaterial, die der Steinschlagbahnen 258,66 M. bei Aufwendung von 27,4 cbm Schlagsteinen für 1 km.

In Württemberg¹⁾ wurden aufgewandt in den Jahren 1821 bis 1824: für Materialbeschaffung 145 M., für Wartung (Flicksystem) und Steinzerkleinerung 51 M., für besondere Ausbesserungen 48 M., zusammen 244 M. für das Jahr und 1 km. Die Jahreslöhne der ständigen Wärter betragen 120 M. In den Jahren 1884 bis 1886 kostete: die Materialbeschaffung 228 M., die Wartung und Zerkleinerung der Steine 339 M., die besonderen Ausbesserungen 56 M., zusammen 623 M. Die Jahreslöhne der ständigen Wärter sind auf 481 M. gestiegen.

In Baden bewilligte das Staatsbudget für 1882 und 1883 im Durchschnitt 452 M. für 1 km und Jahr zur Unterhaltung der Landstraßen. Nach den Vorschlägen entfielen hiervon auf Unterhaltungsmaterial 47,03 %, auf Straßenswärtergehalt und Hilfsarbeiter 34,67 %, auf Rinnen, Pflaster, Brücken, Dohlen, Schutzanstalten und Baumpflanzungen 13,40 % (Brückenbauten und Hauptreparaturen für mehr als 2000 M. sind ausgeschlossen), auf Dienstkleidung, Arbeitsgeräth und andere Ausgaben 4,90 %. Der Preis für Steinmaterial (39,4 cbm für 1 km) betrug durchschnittlich 5,4 M. für 1 cbm, gegen 3,52 M. im Jahre 1881 und 2,56 M. im Jahre 1839.

Die Unterhaltungskosten der Hauptstraßen in der Schweiz betragen durchschnittlich 340 Fr. für 1 km. Die geringste Summe von 155 Fr. entfällt auf die Straßen 2. Klasse im Kanton Zürich; die höchsten Beträge sind 1020 Fr. für die Straßen 1. Klasse im Kanton Appenzell A. Rh.; 600 bis 1100 Fr. im Kanton Neuenburg, 250 bis 5000 Fr. im Kanton Genf.

In Italien erforderte die Unterhaltung der Staatsstraßen im Jahre 1883 für 1 km im Mittel 956 Lire (mindestens 543, höchstens 2334). Auf je 100 qm

¹⁾ Zeitschr. des hann. Archit.- u. Ingen.-Ver. 1890, Bl. 30, Abb. 1.

Straßenfläche wurden 1,904 ebm Steine verbaut, wofür durchschnittlich je 3,59 Lire (mindestens 1,56; höchstens 8,76) ausgegeben wurden.

Die Unterhaltung der französischen Staatsstraßen¹⁾ kostete 1883 etwa 550 M. für je 1 km Straßenslänge; die Steinschlagbahnen an sich beanspruchten 360 M., die Pflasterungen 750 M. Unterhaltungskosten für 1 km. Nach anderer Angabe²⁾ kostete dort die Unterhaltung jährlich für 1 km: Staatsstraßen 536 M.; Departementsstraßen 400 M.; Kreisstraßen 1. Ordnung 272 M.; 2. Ordnung 200 M. und 3. Ordnung 80 M.

Im Jahre 1884 schwankten die Kosten der Unterhaltung der Staatsstraßen zwischen 210 M. (Corsica) und 4400 M. (Seine-Departement) bei ebenfalls 550 M. Durchschnitt. Die Unterhaltung der Steinbahnen selbst erforderte durchschnittlich 380 M. — also etwa 70 $\frac{0}{10}$ der Gesamtkosten. 1 km Steinschlagbahn kostete im Mittel 350 M., 1 km Steinpflasterbahn 770 M.

Um den Zustand der Straßen genauer beurtheilen zu können, hat das Ministerium der öffentl. Arbeiten ein Rundschreiben erlassen, wonach die Straßen in Abschnitte von je 100 m zu zerlegen sind; der Zustand dieser einzelnen Strecken ist durch eine der Zahlen von 0 bis 20 zu bezeichnen. Die Zahlen 0 bis 8 bedeuten schlechten, 9 bis 14 nicht ganz genügenden, 15 bis 20 guten Zustand. Die bei diesen Ermittlungen zu verwendenden Formulare sind abgedruckt in den Ann. d. ponts et chauss. 1885, S. 557 ff.

Ueber die Aufstellung der Unterhaltungskosten-Anschläge sind die von jeder Verwaltung gegebenen Vorschriften maafsgebend. Man trennt etwa die Kosten für:

- a) Die Materialbeschaffung; Gewinnung in den Steinbrüchen oder Ankauf der Gesteine und Anfuhr zur Baustelle.
- b) Die Handarbeiten (Aufsetzen, Zerkleinern und Verbauen des Steinmaterials, Wartung der Straßen und Reinigung der Gräben).
- c) Pflasterarbeiten.
- d) Walzung.
- e) Kleinere Brücken, Durchlässe und Kanäle.
- f) Befriedigungen.
- g) Nummersteine und Grenzsteine.
- h) Baumpflanzungen.
- i) Geräte.
- k) Insgemein; Beiträge für Alters- und Invalidenversorgung und Krankenkassen; Schneebeseitigung; Schutz gegen Hochwasserschäden und dgl.

VIII. Umbau.

Umbauten bestehender Straßen werden vorgenommen, wenn Mängel der Straßenrichtung oder des Längenprofils abgestellt werden sollen, wenn die Zunahme des Verkehrs eine Erbreiterung erforderlich macht, oder wenn es sich darum handelt, alte Straßen, deren Verkehr mit der vorhandenen Breite nicht mehr im Verhältniss steht, zu verschmälern. Eine Verschmälerung der Kronenbreite der Straßen wird in der Regel nur bei seltenen Anlässen, wie z. B. der Verkoppelung oder Theilung der anliegenden Grundstücke, durchführbar sein. Meistens wird der Werth der abzugebenden Grundfläche nicht groß genug sein, um die zum Anschluss an die Nachbargrundstücke erforderlichen Arbeiten vortheilhaft erscheinen zu lassen. In solchen Fällen begnügt man sich mit der Verringerung der Fahrbahnbreite, auf die es ja in erster Linie ankommt. Ein Theil der unnöthig breiten Banketts wird dann mit Rasen bedeckt, um die Unterhaltungsbreite und damit die Unterhaltungskosten zu verringern und den oft nicht unbedeutenden Ertrag der Grasnutzung zu gewinnen. Um den berasten Streifen dem Verkehr vollständig zu entziehen, ist oft die Anpflanzung einer dritten Baumreihe empfehlenswerth, welche den dem Verkehre dienenden Theil der Straße begrenzt. Findet sich dann später Gelegenheit, auch die Kronenbreite der Straße einzuschränken, so kann solches nach Wegräumung der äusseren alten Baumreihe in einfacher Weise geschehen.

¹⁾ Bulletin du Ministère des Travaux publics 1885, S. 402 u. 1886, S. 190.

²⁾ Ann. d. ponts et chauss. 1885, Juli, S. 131.

Nachträge.

Zu Seite 83. Mittheilungen (mit Zeichnungen) über einen 1889 aufgefundenen römischen Bohlweg im Großen- oder Dieven-Moor zwischen Damme (im südlichen Oldenburg) und Hunteburg (südwestlich vom Dümmer-See) finden sich im Zentralblatt der Bauverwaltung 1891 S. 209. Starke Bohlen von Eichenholz sind auf der Oberfläche des Moores mit geringer Ueberdeckung auf zwei Langschwelen dicht an einander verlegt und an beiden Enden mit 1,0 bis 1,5 m langen, spitzen Pfählen auf den Moorboden befestigt. Die viereckigen Pfahllöcher sind mit dem Stemmeisen in die Bohlen gearbeitet, welche mit Rasenplacken überdeckt sind.

Zu Seite 85. Welche Anschauungen über Straßenspflasterung noch am Ende des vorigen Jahrhunderts herrschten, zeigt eine im Jahre 1771 preisgekrönte Abhandlung des kgl. preussischen Regiments-Quartiermeisters Thinkel über die Frage, wie die Pflasterung der Städte am besten, bequemsten und dauerhaftesten einzurichten und zu unterhalten sei.¹⁾ Danach ist die Pflasterung aus grossen, starken Quadersteinen als die vollkommenste anzusehen, jedoch der Kosten wegen höchstens für ein die Schätze der Welt in sich vereinigendes Rom erreichbar; die übrige Welt muss sich deshalb mit Kieselpflaster begnügen. Die Unterhaltung soll mit jederzeit an den Straßsen vorrätig gehaltenem Material durch Zuchthäusler geschehen. Die Strassenreinigung, welche weibliche Gefangene auszuführen haben, muß im gesundheitlichen Interesse vorgenommen werden und ausserdem besonders dazu dienen, die schlechten Stellen im Pflaster sichtbar zu machen; Straßsenreinigungsmaschinen gelten für nutzlos.

Zu Seite 128 ff. Mittelwerthe, welche aus langjährigen Versuchen in der kgl. preussischen Prüfungsstation für Baumaterialien gewonnen sind, zeigt die folgende Tabelle:²⁾

Gesteinsarten.	Anzahl der Arten	Druckfestigkeit kg auf 1 qcm				Wasser- Auf- nahme in % des Gewichts	Festigkeits- Verlust		Abnutz- bar- keit in ccm
		lufttrocken			wasser- satt		in k f. 1 qcm	in %	
		Max.	Min.	Mittel					
Granite	59	2576	1103	1834	1774	0,62	60	3,3	
Porphyre	28	2583	1801	2120	2036	0,76	84	4,0	
Basalte	19	4442	1664	3111	2911	0,41	200	6,4	
Kalksteine	24	1826	235	1000	808	2,44	197	19,7	36,0
Sandsteine	48	2063	357	761	693	5,93	68	8,9	61,7
Grauwacken	14	2252	803	1857	1795	0,73	62	3,3	
Granite:									
Böhmische				2241		0,46			9,0
Schwedische				2205		0,55			6,7
Norwegische				1654		0,70			7,8
Österreichische a. d. Donaugeg.				1556		1,05			7,7

¹⁾ Deutsche Bauzeitung 1891 S. 317.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1890 S. 53.

Bei diesen Zahlenangaben sind nicht die Unterschiede berücksichtigt, welche die Untersuchung der einzelnen Probekörper jedes Gesteins ergibt, sondern nur die Unterschiede zwischen den grössten und den geringsten für die einzelnen Steinsorten ermittelten Durchschnittswerthen.

Bei der Untersuchung der Abnutzbarkeit von Pflastermaterialien nach Bauschingers Verfahren sind für einige Gesteinsgruppen, welche nicht sehr erhebliche Unterschiede der einzelnen Arten zeigen, folgende Durchschnittsergebnisse¹⁾ erzielt:

Art der Gesteine	Anzahl der untersuchten Arten	Abnutzung im Mittel ccm
Porphyre	18	6,7
Augitgestein	28	6,8
Diabase	8	7,0
Granite	88	8,3
Grauwacken	16	9,7

Bei den Graniten sind Schwankungen von 6,7 bis 10,4 ccm, bei den Porphyren von 5,2 bis 8,8 ccm beobachtet.

Bei den Sandsteinen steigen diese Unterschiede von 15,6 bis 127,4 ccm.

Die Ergebnisse der Abnutzungsprüfung für einige künstliche Pflastermaterialien und Fußbodenbeläge zeigt nachstehende Tabelle. Vorab muss bemerkt werden, daß die Zemente nicht dem Handel entnommen, sondern von den Fabriken eingesandt worden sind, wodurch das Untersuchungsergebniss günstig beeinflusst sein dürfte.

Material.	Anzahl der Versuche	Abnutzung ccm		
		Min.	Mittel	Max.
Xyolith (Cohnfeld, Dresden)	2	7,5	7,7	7,8
Graue Parkettplatten (Behne, Magdeburg)	—	—	15,3	—
desgl. gemustert	—	—	19,7	—
Dunkelgelbe Klinker (Bauermeister & S., Bitterfeld)	2	21,3	21,5	21,7
Schwarzbraune Klinkerplatt. (Weseler Dampfziegel.)	2	20,7	21,8	22,8
Braune Klinker (Bauermeister & S., Bitterfeld)	2	24,5	25,7	26,8
Gewöhnliche Klinkerplatten	8	—	29,4	—
Kunstsandstein (Ischyrota, Berlin)	2	38,0	38,6	39,1
Gipsmörtel nach Rabitz Patent	2	45,1	49,2	53,2
Portlandzement, rein, 28 Tage alt	28	—	42,3	—
1 Thl. desgl. und 1 Thl. Normalsand	28	—	15,3	—
1 " " " 2 " "	28	—	17,1	—
1 " " " 3 " "	28	—	32,4	—
1 " " " 4 " "	28	—	53,1	—
1 " " " 5 " "	28	—	124,2	—

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. — Debaube. — Röder, *Praktische Darstellung der Brückenbaukunde*. — Comolli. — Winkler, *Die hölzernen Brücken*. Wien, K. Gerold's Sohn 1877. — Lavoigne 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*. — Brey mann, *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 mäsigem Verkehr Fähren zur Anwendung.

II. Lage und Richtung der Brücke.

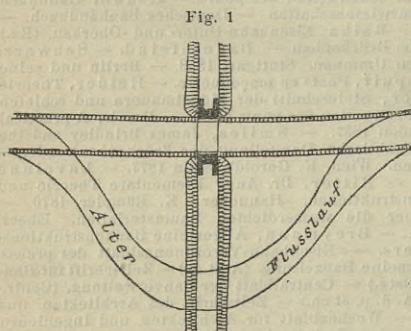
Diese sind vielfach durch den überzuführenden Verkehrsweg unabänderlich gegeben. Wird eine Aenderung des letzteren vorgenommen, um die Brücke möglichst günstig legen zu können, so sind die in den betr. Theilen des Buches gegebenen Regeln über die zulässigen Krümmungen und (bei Strassen und Eisenbahnen)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

¹⁾ Sehr kleine Brücken nennt man Durchlässe. Die Grenze zwischen beiden Bezeichnungen steht nicht fest. Das Buchungsformular für preussische Eisenbahn-Neubauten (Erläss 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 sämtliche 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 rechtwinklig¹⁾ 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.

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 Strömungen auftreten.²⁾

Die Widerlager 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 $\frac{1}{6}$ 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 reichlich 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 letzteren 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 $< 30^\circ$ 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° betrug (Handb. d. Ing.-Wiss. II 1. S. 29), als schiefste eiserne eine Unterführung der Berliner Ringbahn bei Moabit mit 15° 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 Gewölbestirnlinsen 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 Deutschlands¹⁾ 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 Schifffahrt, eine Vergrösserung dieser Höhe angestrebt.

Für Frankreich schreibt der Minister Freycinet in einem an die Präfekten gerichteten Zirkular⁵⁾ 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-Schifffahrt 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 Schifffahrts-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; Britanniabrücke etwa 29,5^m; East-River-Brücke 42^m⁸⁾; Forthbrücke 45,7^m⁹⁾; Entwurf einer hoch liegenden Themsebrücke am Tower in London 25—30^m¹⁰⁾; 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, außen 2^m am Kämpfer stark. Dennoch haben die Gewölbe noch bedeutend vom Rechte abweichende Grundrisse; innen 8^m, außen 10,46^m Weite. Die Pfeilhöhe ist durchweg 4^m. Die eine Stirn ist also ein Halbkreis, die andere ein gedrückter Korboggen aus 3 Mittelpunkten. Diese beiden Linien dienen den wagrechten, geraden Erzeugungslinien der inneren Gewölbebelegungen 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 Baldachne 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. 1885.

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 hervorragenden 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. Letztere 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 Gesamtlänge 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 Geländern⁶⁾ für ihren ausserordentlich starken Verkehr schmal bemessen.

Mit dem Wachsen des Volkswohlstandes und der Ausbildung der technischen Hilfsmittel 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 notwendigste 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 Vorgesanges 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 schmäler 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 Zufuchtsnischen 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.

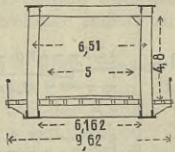
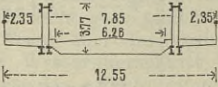
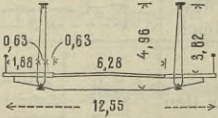
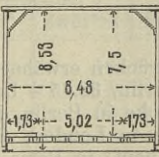
Als geringste Breite einer Strassenbrücke gilt in Preussen (mit Rücksicht auf den Durchgang breiter landwirtschaftlicher Maschinen) selbst für Feldwege $4,5\text{ m}^1$). „Dies Maass genügt schon für die Begegnung zweier gewöhnlicher Lastwagen von $1,33\text{ m}$ Spurweite und $1,65\text{ m}$ Breite, selbst wenn beiderseits je ein $0,5\text{ m}$ 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, mindestens $7,5\text{ m}$ breit sein. Fusswege macht man, wenn sie nicht in der Fahrbahn durch Tragwände getrennt sind, mindestens 1 m , sonst $1,5\text{ m}$ 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.

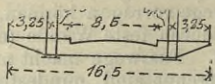
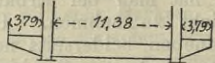
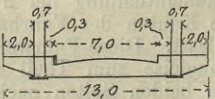
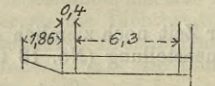
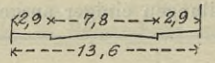
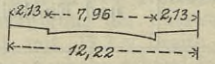
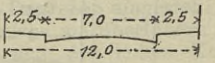
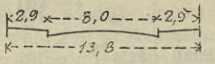
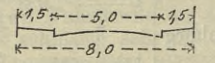
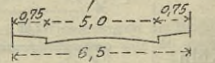
Die sparsamste Brückeneintheilung bei 2 Pferdebahngleisen ergibt sich, wenn man Letztere an die Kanten der Fahrbahn legt und dazwischen nur für ein Landfuhrwerk Breite lässt. Diese Fuhrwerke sind dann darauf angewiesen, den Raum der Pferdebahngleise zum Theil mit zu benutzen. Den Pferdebahnwagen können 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. öf. 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		—	A. B. Z. 1876.
6	Sophien-Brücke über den Donaukanal in Wien		—	A. B. Z. 1876.
7	Brücke über die Norder- elbe in Hamburg		—	Z. f. B. 1890.
8	Rhein-Brücke bei Mann- heim		—	} Angaben in der Veröffent- lichung zu No.7.
9	Rhein-Brücke bei Mainz		—	
10	Southwark und Waterloo- brücke in London		—	
11	Lange Brücke in Magde- burg		200	
12	Zollbrücke ebenda		65	
13	Eiserne Bogenbrücke über den Main bei Offenbach		235	D. Bztg. 1886.
14	Gewölbte Brücke über den Adour		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 m²⁾.

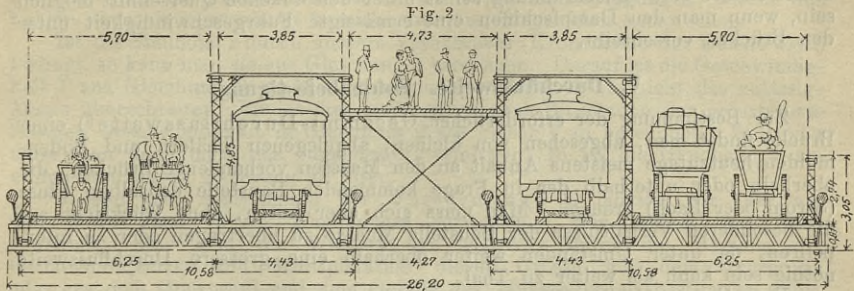
Die Westminster-Brücke in London, 26 m zwischen den Geländern breit.

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 Gesamtlänge 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 Fußweg, 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.



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.

Hagen³⁾ 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 m
	Tiefe	Breite	zwei Schiffe	ein Schiff	
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. Wasserbaakunst. 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 Kröhnke²⁾ soll ein Kanal für sich selbst bewegende Schiffe sogar wenigstens den achtfachen Querschnitt des eingetauchten Schifftheils 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 Gesamt-Durchflussweite³⁾ 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.

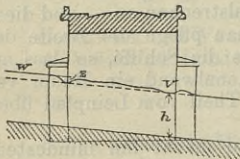
Eine theoretische Bestimmung der Durchflussweite wird daher in vielen Fällen nicht zu umgehen sein und sollte auch da, wo sie nicht unbedingt nöthig erscheint, zur Kontrolle der, nach benachbarten Ausführungen bestimmten Maasse angestellt werden. Es sind hier zwei Gesichtspunkte massgebend. Die Durchflussweite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

a) oberhalb der Brücke nicht ein die Ufer des Flusses überfluthender oder anderweiten Schaden anrichtender Stau erzeugt wird⁴⁾, und:

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

Zur Berechnung des Brückenstaus und der Geschwindigkeit unter der Brücke empfehlen wir die Anschauungsweise von Bresse⁵⁾, welcher d'Aubuisson beiträgt und welche mit den Beobachtungen von M. Funk im Jahre 1804 an der Weserbrücke 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:

Fig. 3.



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

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

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

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

worin: Q die Wassermenge in der Sekunde,

B die mittlere Breite des Flusses,

b die Gesamtweite der Brücke,

h die mittlere Tiefe des Flusses vor Erbauung der Brücke (welche also nach Obigem auch unter der thalabwärts 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 Wechselbrücke 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 Geschwindigkeit²⁾ 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: $v = 2,425 \sqrt{R} \sqrt[5]{J}$,

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:

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

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 Ermittlung 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. Bögl in Wertheim, Ob.-Bayern, empfiehlt.

auf das Klima der Gegend und die Bodenbeschaffenheit, sowie die Vegetation an Mittelwerthe hat Köstlin¹⁾ 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 Zufussgebiete folgende Erfahrungszahlen aufgestellt.

Das Durchflussprofil soll betragen für 1 q^m des Zufussgebiets:
 wenn die Ufer sich kaum auf mehr als 20 m Höhe erheben 0,05 q^m,
 wenn sie sich auf nicht mehr als 40 m Höhe erheben . 0,094 q^m,
 wenn sie 50 m Höhe erreichen 0,125 q^m.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) $z = 0$ setzen, woraus sich die Bedingung: $\mu b h = Bh$ ergibt. 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 Schifffahrt 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. Bhdch. 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. Bztr. 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 $\frac{4}{3}$ 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 Handbuchs 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. Ceneré.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 rät zu nehmen:

$\mu = 0,954$ bei Brückenpfeilern mit spitzen Vordertheilen,

= 0,852 bei Pfeilern mit geraden Vordertheilen.

Gauthey⁵⁾ 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. 3^{tes}.

²⁾ Handb. d. Ing.-Wiss. II. I. S. 37.

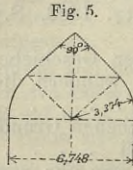
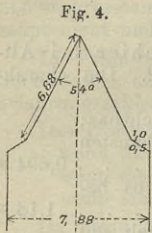
³⁾ Weichsel-Br. bei Graudenz. Z. f. B. 1882, S. 243.

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 Dreieinigkeit-Brücke in



die Dreieinigkeit-Brücke in Florenz, Fig. 4, bei welcher nur die kleinen Vorsprünge an der Basis des Vorkopfes vom Uebel sind.

Winkel von 90° bilden die Vorköpfe der Kölner Rhein-Brücke und zwar nicht allein die stromauf-, sondern auch die stromab gerichteten, (Fig. 5.)

Aehnlich sind die oberen Vorköpfe der Weser-Brücke bei Fürstenberg²⁾ gestaltet, während die unteren halbkreisförmig sind.

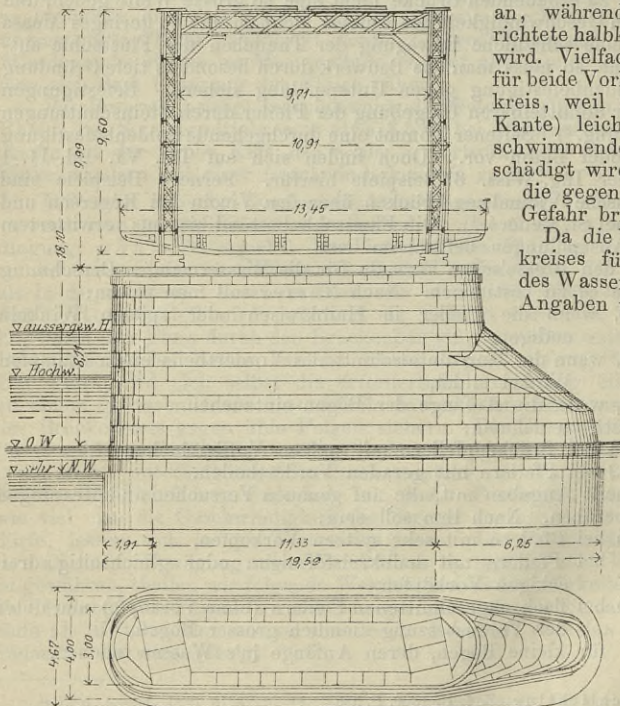
Im allgemeinen macht man in neuester Zeit die Winkel der Vorköpfe wohl selten spitzer als 120° , was einer spitzbogigen Grundrissform entspricht, wenn der Halbm. der Bögen gleich der Pfeilerstärke ist, Fig. 6. Diese Form

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.

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 gericht-

Fig. 7.



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 Gesamt-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⁾

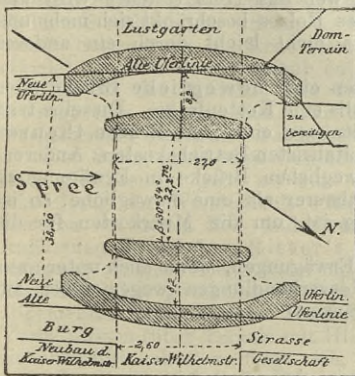
Auch kann die Gestaltung und Beschaffenheit des Bangrundes die Stellung einzelner Pfeiler (Weite einzelner Oeffnungen) bedingen.³⁾

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⁾

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 Gesamtbreite des Flusses geschaffen ist.

Abgesehen von Verhältnissen, die eine besondere Behandlung im einzelnen Falle verlangen, lässt sich die Aufgabe, durch zweckmässige Eintheilung einer gegebenen Gesamt-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 Berlin⁵⁾ mitgetheilt, auf welchen wir hier nur hinweisen, da dieser Gegenstand für gewölbte Brücken auf S. 289 ausführlich erörtert wird.

Fig. 8.



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 Anlagekosten 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 volkswirtschaftlich richtigen Sinne ist die Brücke die billigste, bei welcher die Summe der Anlagekosten, der kapitalisirten Unterhaltungskosten und eines Kapitals, welches, zur Zeit des Neubaus 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, einschliesslich 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 zugehörigen 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 Chausseirung 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 Stützzlinie. 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 Stützzlinie 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. Aeusserere Kräfte.

Die äusseren, angreifenden Kräfte sind bekannt oder können verhältnissmässig leicht bestimmt werden, so weit senkrecht wirkende Belastungen in Frage kommen¹⁾. 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 berücksichtigen²⁾, die Widerlager also so stark konstruieren, 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 würden³⁾, wollen die Andern sogar den passiven Erddruck (Seitendruck der Erde einschliesslich der Kohäsions- und Reibungswiderstände) als dem Gewölbeschub entgegen wirkend in Rechnung ziehen⁴⁾.

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 Grenz Zustand des beginnenden Kippens der Mauer) zu betrachten ist, wagrecht wirkend anzunehmen und seine Grösse bei wagrechter Oberfläche der drückenden Erde, für die Breite 1

Fig. 9.

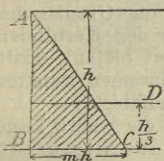
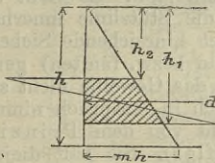


Fig. 10.



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 $\frac{1}{3}$ der Höhe (Schwerpunkthöhe des

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 kohärierender 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 ist¹⁾:

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

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 Gewölbeconstruction 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 $\frac{1}{3}$ 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 $\frac{1}{3}$ 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.

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 bd 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 Seilpolygons (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 ef 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.

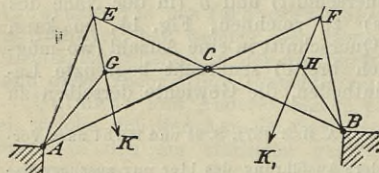
Will man die Wirkung des Erddrucks auf den ganzen Verlauf der Stützlinie verfolgen so muss man das Erddruck-Trapez entsprechend den senkrechten Lamellen der Gewölbebelastung in wagrechte Lamellen zerlegen und jede derselben einzeln in das Kräftepolygon einführen.

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 Ermittlung der Gewichte und Schwerpunkte hier umständlich, so dass man sich in der Regel (wenigstens für das eigentliche Gewölbe — im Gegensatz zum Widerlager) in der näherungsweise 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

Fig. 16.



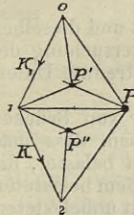
wird, oder die etwas elegantere, ebenda mitgetheilte, welche auch Stelzel anführt.¹⁾ Die letztere gestaltet sich folgendermaßen:

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 , bzw. 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 gleichmäßig 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.

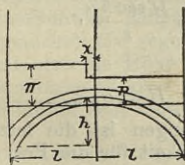
Jetzt entspricht die Stützlinie nicht mehr den durch die Querschnittskorrektur veränderten Belastungs-Verhältnissen. Es ist von neuem eine Stützlinie zu zeichnen und die Berichtigung des Gewölbequerschnitts zu wiederholen und so fort, bis eine genügend genaue Übereinstimmung der Stützlinie mit der Gewölbemitte 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 große 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 große Kantenpressungen entstehen.

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.

Fig. 18.



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: $Hh = \frac{p(l-x)^2}{2}$ und andererseits: $Hh = \frac{p(l+x)^2}{2}$, also:

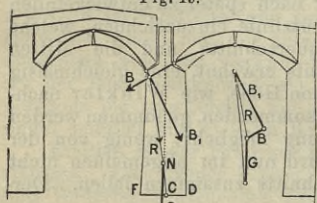
$$\frac{p(l-x)^2}{2} = \frac{p(l+x)^2}{2} \text{ und: } \pi(l-x)^2 = p(l+x)^2 \text{ und:}$$

$$x = l \frac{\sqrt{\frac{\pi}{p} - 1}}{\sqrt{\frac{\pi}{p} + 1}} \quad 1)$$

Bis hierher haben wir Gewölbe mit einer Öffnung 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 mehreren Öffnungen. Sie sind in der Weise zu untersuchen, dass man

Fig. 19.



eine der angrenzenden Öffnungen 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,

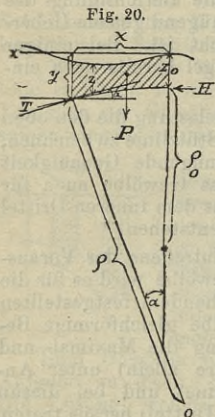
dass sie im inneren Drittel des Querschnitts (im Kern) verläuft.

e. Analytische Gewölbe-Theorie.

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 zweckmäßigste 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, sind²⁾



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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{z}{H};$$

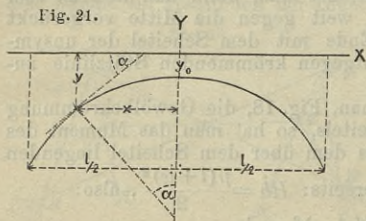
$$q = \frac{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}{\frac{d^2y}{dx^2}} = \frac{H \sec^3 \alpha}{z},$$

$$q_0 = \frac{H}{z_0} \text{ oder } H = q_0 z_0.$$

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

Bei wagrecht abgeglicherer Belastung, Fig. 21, ist $y = z$ und es folgt aus

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{y}{H} \text{ die Gleichung:}$$



1) Handb. d. Ing.-W. II 1, S. 64.

2) Schwedler, Theorie der Stützlinie, Z. f. B. 1859. S. 109.

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

oder:

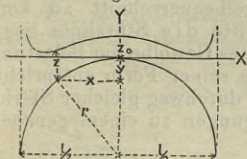
$$y = \frac{y_0}{2} \left(e^{\frac{x}{\sqrt{H}}} + e^{-\frac{x}{\sqrt{H}}} \right).$$

Ferner ist:
$$\rho = \frac{H \sec^3 \alpha}{\sqrt{H \operatorname{tg}^2 \alpha + y_0^2}} \quad \text{oder:} \quad \rho = y_0 \frac{a \sec^3 \alpha}{\sqrt{a \operatorname{tg}^2 \alpha + 1}}$$

worin $a = \frac{\rho_0}{z_0}$ (oder hier $= \frac{\rho_0}{y_0}$) 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 $\alpha = 33^\circ 30'$, und wenn $y_0 = 1$ ist, wird $(\rho_0 = 25$ und) $\rho_{\min} = 12,5$. Zwischen $a = 3$ und $a = 5$ weicht die Kreislinie für einen Zentriwinkel von 80° wenig von der Stützlinie für wagrecht abgegliche Belastung ab.

Fig. 22.



Für die Ellipse mit den Halbachsen 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 näherungsweise 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 $= \rho_0$, 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 $x = r$, ($y = r$, $\alpha = \frac{\pi}{2}$), wird $Z = \infty$, was übrigens schon von vorn herein behauptet werden kann.

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

$$H = Z_0 \left(\frac{l}{2}\right)^2 \frac{1}{f}$$

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:

$$\rho_0 (H - h) = \frac{h^2}{h} (H - h) = \frac{m}{2} (H^2 - [H - h]^2),$$

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

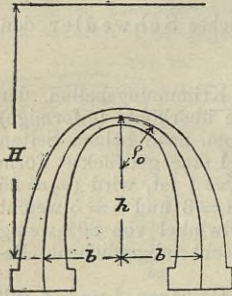
²⁾ Centr.-Bl. d. B. 1883, S. 63.

³⁾ Vergl. insbesondere über Stützlinien mit geneigter, gerade abgeglicher 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 ergibt: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 Entwicklung 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 ausschließlich 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 Gewölbeleibung entfernt, während ihr Abstand von derselben (sogar radial gemessen) nach dem Kämpfer hin im allgemeinen zunehmen muss.

Mag man also, von einer gegebenen Belastungsline 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 abgeglichenen und ausschließlich senkrecht wirkende Belastung, abzuwehren gesucht, indem er die Gleichung für die innere Gewölbeleibung berechnet, unter der Bedingung, dass die Stützlinie in der Mitte des richtig, d. h. den Pressungen entsprechend vom Scheitel aus an Stärke zunehmenden, konstruirten Gewölbequerschnitts liegt.

Die sich ergebende Gleichung ist für die Rechnung sehr unbequem.

Tolkmitt hat deshalb Tabellen berechnet, mit deren Hilfe seine Entwicklungen für viele Fälle der Praxis mit Vortheil verwendet werden können. Von seinen Gleichungen führe ich nur die für den Krümmungshalbmesser der inneren Leibung im Scheitel an:

$$\frac{r}{c} \frac{c+e}{\left(1 + \frac{c+e}{2q}\right)^2} - q = 0,$$

worin r der Halbmesser der inneren Leibung,

c die Scheitelstärke,

e die Belastungshöhe im Scheitel (ausschließlich 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⁾

$$e_0 = r + c \left(1 - \frac{c+e}{4q}\right).$$

¹⁾ Für $m = \frac{1}{2}$ und sehr hohe Dämme ($\lim H = \infty$) wird $h = b$. Für ganz niedrige Aufschüttungen wird aus der Ellipse ein Kreis. Bei $m = \frac{1}{2}$ 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 G n a u s c h k e im Jahrg. 1892 der Z. f. B.

f. Vertheilung der Spannungen über die Querschnitte.

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

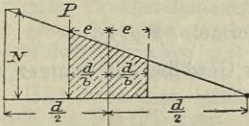
Geht die Stützlinie durch die Mitte der Gewölbstärke, so vertheilt sich die Pressung gleichmäßig über den Querschnitt. Die spezifische Spannung ist in jedem Punkt: $N = \frac{P}{d}$, wenn P der gesammte, normal zum Querschnitt wirkende Druck ist.

Schneidet die Stützlinie den Gewölbquerschnitt in einer Entfernung e von seiner Mitte, so ist noch das Moment Pe zu berücksichtigen und die äußersten Faserspannungen werden: $N = \frac{P}{d} \pm \frac{Pe}{w} = \frac{P}{d} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right)$.

$$\text{Für } e = \frac{d}{6} \text{ wird also: } N = \begin{cases} \frac{2P}{d} \\ 0 \end{cases}$$

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 0 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 Gewölbstärke 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 $e > \frac{d}{6}$ ein verschlungenes).

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

g. Bestimmung der Stärken.

α. Empirische Formeln.

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

Freilich haben die empirischen Formeln größtentheils einen sehr zweifelhaften Werth. Wenn Perronet 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 Metermaße umgerechnet):

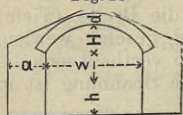
1. Widerlagstärke, Fig. 25:

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

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 $\frac{1}{3}$ Pfeil:

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

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

Bei einer Dammschüttung von h^1 über¹⁾ dem Scheitel, ist im Scheitel:

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

Auf gleicher Stufe steht die sog. Hannoversche Formel²⁾ für Quadergewölbe bis zu 1,46 m Ueberschüttung:

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

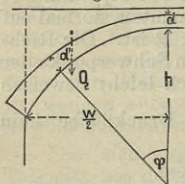
und für Gewölbe aus festen Backsteinen, wenn d die für Quader berechnete Stärke bezeichnet:

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

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



$\frac{1}{3}$ Pfeil und:

$$d = n + \frac{1}{21000} \frac{Qw}{kh} \text{ für Gewölbe mit weniger als}$$

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

für Gewölbe mit mehr als $\frac{1}{3}$ Pfeil, einschließlich des Halbkreises.

Hierin bedeuten: d die Schlusssteinstärke in m, Q das Gewicht der Gewölbehälfte einschließlich 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 mittelmäßig belasteten Gewölben 0,15 m, bei stark belasteten Gewölben 0,24 m betragen soll³⁾.

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: $d = n + 0,000144 \frac{Q}{k} \frac{w}{h}$ oder in Bruchform: $d = n + \frac{1}{7000} \frac{Q}{k} \frac{w}{h}$.

Nach dieser Formel würde, sobald die Pfeilhöhe über $\frac{1}{3}$ der Spannweite steigt, die Schlusssteinstärke (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 $\frac{h}{w} = \frac{1}{3}$ 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 = $\frac{dk \cdot 100 \cdot 100}{2}$. 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: $\frac{dk \cdot 100 \cdot 100}{2} h = \frac{Qw}{4,2}$, woraus $d = \frac{1}{21000} \frac{Qw}{kh}$.

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 verhältnissmäßig hoch zu wählen.

Abgesehen von der Unsicherheit dieser Wahl, sowie derjenigen der Konstanten, hat die Formel noch die Unbequemlichkeit, dass man das Gewicht der Gewölbhälfte 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 Rankine¹⁾ und Heinzerling vom Krümmungs-Halbmesser im Scheitel ausgehen.

Nach einer der Grundgleichungen der analytischen Gewölbetheorie ist: $H = e_0 z_0$, d. h. Horizontalschub gleich Krümmungs-Halbmesser der Stützlinie im Scheitel mal Lasthöhe ebendasselbst. 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:

$d = \frac{e_0 z_0}{k}$. Denkt man sich noch die Rücksichtnahme auf schiefe Belastung,

sowie auf Zufälligkeiten der Ausführung durch eine Konstante ausgedrückt, so kommt man auf die Form: $d = n + a e_0$ oder: $d = n + a_1 r$, wenn r der Scheitel-Halbmesser der inneren Laibung ist. Heinzerling²⁾ giebt an:

für guten Hausteин 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 mittlere Werthe und schliessen sich einer Anzahl ausgeführter Brücken gut an. Doch finden sich auch viele Beispiele mit geringeren Scheitelstärken.

Und wenn man bedenkt, welche großen Spielräume verschiedener Festigkeiten die Begriffe „gute Hausteine“ usw. umfassen, wie wenig allgemein der Unterschied zwischen Hausteин 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 größerer Einfachheit.

Z u s a m m e n s t e l l u n g

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

No.	Bezeichnung der Brücke	Krümmungs- halbmesser der Laibung im Scheitel m	Scheitelstärke		Veröffentlichung der Brücken.
			aus- geführt m	nach der Formel berechnet m	

A. Guter Hausteин. 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 Straße	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	Krüm- mungs- halb- messer der Laibung im Scheitel m	Scheitelstärke		Veröffentlichung der Brücken.
			aus- geführt m	nach der Formel berechnet m	
4.	Elbe-Br. Pirna, Eisenb. u. Strafe	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. Strafsenbr.	24,0	1,06	1,1	Z. f. B. 1890.
		24,0	0,82	1,1	
10.	Neue Lange Br. (Strafe) 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	Krümmungs- halbmesser der Laibung im Scheitel m	Scheitelstärke		Veröffentlichung der Brücken.
			aus- geführt m	nach der Formel berechnet 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 3,0 2,5 2,0	0,65 0,55 0,45 0,45	0,92 0,66 0,64 0,62	D. Bztg. 1877.

G. Beton-Brücken.

1.	Strafsen-Br. des Saillants üb. d. Isère	33,8	0,75	—	Z. f. B. 1880.
2.	Ueberwölbung des Fluth- grabens in Brausenwerth (Elberfeld)	5,7	0,35	—	D. Bztg. 1888.
3.	Chaussee-Br. in Bornhöved (Holstein)	2,08	0,25	—	D. Bztg. 1886.

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

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.
----	---	------	------	---	--

Hieraus ergibt 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 hinzuweisen¹⁾, 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 durchkonstruierter Fälle abgeleitet sind, geht ihr Werth über den der sogen. „empirischen Formeln“ hinaus. Die Formel für volle Belastung lautet:

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

Für ungleichmässige 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:

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

¹⁾ Z. f. Hann. 1878, S. 451.

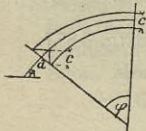
b) wenn das Gewölbe als beweglich an den Kämpfern angenommen wird:

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

In diesen Formeln ist q die Inanspruchnahme (Belastungshöhe) des Gewölbe-materials, e die Höhe der bleibenden Belastung über der äußeren Gewölbe-laubung, p die Höhe der beweglichen Belastung und: $z_0 = c + e + p$.

Die Gleichungen für ungleichmäßige 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 bestimmen¹⁾.

Fig. 27.



Da der Horizontalschub im ganzen, ausschließlich 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 ein-zuführenden 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 aus-einander. Die Gewichte der am häufigsten vorkommenden Baumaterialien werden angegeben²⁾ (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, Kalk-mörtel 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 Stein-materials ohne weiteres einsetzen können, je größer die Quadern sind, je mehr also die Mörtelmenge zurücktritt.

Für Ueberschüttungsmaterial wird angegeben³⁾:

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

Im Durchschnitt dürfte es genügen, wenn man, je nachdem die Ueber-schüttung mehr sandig oder lehmig ist, 1800 bis 2000 kg für 1 cbm rechnet.⁴⁾

Die Verkehrslast kann bei höheren Ueberschüttungen als gleichmäßig 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 Normalen der Mosel- und Fischb. Bahn (D. Bztg. 1877, S. 301) wurde das Bruchsteinmauerwerk = 2300kg, 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.

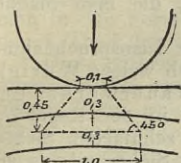
Brücken, sowie bei Balkenbrücken sind die möglicherweise vorkommenden konzentrierten Einzellasten zu beachten.

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

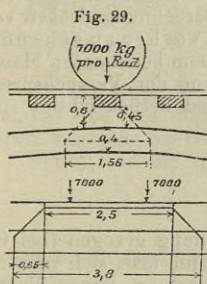
Wenn man jedoch die schwersten Fuhrwerke betrachtet, welche 5000 bis 9000, ja (ausnahmsweise) 12 000 kg Achslast bei 7,5 bis 8 und 8,8 m Länge, sowie 2 bis 2,5 m Breite haben können, so findet man die auf 1 qm der Grundfläche des Wagens (abgesehen vom Gespann) vertheilte Last zu 670, 900 bis 1090 kg.¹⁾

Nun kann man aber bei geringen Ueberschüttungshöhen nicht darauf rechnen, dass sich die Last ohne weiteres gleichmäßig auf die Grundfläche des Wagens vertheilt. Denkt man sich z. B., Fig. 28, ein Wagenrad auf dem Scheitel der Lennebrücke bei Vorwohle²⁾ 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 Straßenbrücken in der oben angedeuteten, hinsichtlich der Druckvertheilung freilich nur auf Schätzung beruhenden Art zu berücksichtigen, sobald sich dabei größere 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 Straßenbrücken. Doch können nach der, einer Straßenunterführung am Bahnhof Hannover entnommenen Fig. 29 rund 2300 kg auf 1 qm Gewölbe entfallen. 7000 kg ist der größte 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⁾



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 $m = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

zu bestimmen. Ueber den Winkel φ für verschiedene Erdarten finden sich Angaben in der Tabelle auf S. 208 Th. I des Deutschen Bauhandbuchs, welche auch Gewichtsangaben für Hinterfüllungsmaterial enthalten, die freilich mit den vorstehend gegebenen nicht ganz übereinstimmen.

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

Dem für trockene Dammerde Ermittelten entspricht ziemlich genau: $\varphi = 36^\circ 52'$, bei welcher Annahme $m = 0,25$ wird. So wird denn in der That m unter gewöhnlichen Verhältnissen meist $= \frac{1}{4}$ 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. 1856, S. 212.

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 reduzieren 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. Sicherheitskoeffizient 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 $\frac{1}{10}$ dieser Belastung als zulässig und spricht von der „üblichen zehnfachen Sicherheit“.²⁾ Professor Dietrich hält eine Herabminderung der Sicherheit bis auf etwa $\frac{1}{5}$ 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 äusserste sich ergebende Kantenpressung nur eine Inanspruchnahme = $\frac{1}{10}$ der Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerkswürfels zu, so hat man eine, wie die ausgeführten Beispiele beweisen, durchaus hinreichende, unter Umständen vielleicht übermäßige 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 $\frac{1}{8}$ Pfeil genügt, nach Winkler,¹⁾ die unvermeidliche Zusammendrückung in der Richtung der Gewölbemittellinie beim Ausrüsten, um die Stützzlinie im Scheitel nahe an die Kernlinie, am Kämpfer sogar aus dem Kern heraus zu bringen. Soll der Sicherheitskoeffizient 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 Stützzlinie 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 äußerste Kantenpressung nicht der vollen zehnfachen Sicherheit bedürfen. Engesser²⁾ hält es für die praktische Berechnung von Betongewölben bei ruhender Belastung³⁾ für genügend, wenn man in den Formeln der Elastizitäts-Theorie als Anstrengungskoeffizient etwa den 7. Theil der wirklichen Druckfestigkeit der Beton-Probekörper wählt.⁴⁾

Diese Sicherheit hat außer 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 größere, hohe und längliche Körper eine geringere Festigkeit. Bauschinger stellt für prismatische Versuchskörper die Formel auf:⁵⁾

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

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 Koeffizienten, die von der Natur des Materials abhängen und durch Versuche zu bestimmen sind.

Nennt man die spezifische Würfelfestigkeit d_1 , und schreibt:

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

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 ergibt sich $\frac{d}{d_1} = 0,6$. Die spezifische Festigkeit d dieses Mauerkörpers ist also wenig größer 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 Stützzlinie im Scheitel und an den Bruchfugen durch die Kernpunkte gehe, mit 10 kg Kantenpressung, während der Mörtel bei Prüfungen bis 136 kg Druck ertrag. —

Die thatsächlich und rechnermäßig 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 Stützzlinie für gleichmäßige 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 größte Kantenpressung, (Druck) also 18fache Sicherheit und 9,1 kg Zug (1— $\frac{1}{2}$)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 Stöße verursachender Belastung nach Engesser's Ansicht ein höherer Sicherheitskoeffizient 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 große und sehr große Körper, wie sie in der Praxis vorkommen, gilt, kann fraglich erscheinen; immerhin macht sie es aber wahrscheinlich, dass von der rechnungsmässigen „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 schliesslich 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 Stößen nicht zu befürchten ist, für die äusserste Faser-Druckspannung $\frac{1}{7}$ der Bruchfestigkeit des Mauerwürfels unbedenklich eingeführt werden darf, während ein Hinaufgehen bis auf $\frac{1}{5}$ 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 äussersten Faser Spannung, festzuhalten und nur ausnahmsweise bis zu einer siebenfachen Sicherheit hinab zu gehen.

Prinzipiell wird man zugeben müssen, dass ein gleiches Herabsetzen des Sicherheitskoeffizienten für gleichmässig und zentral belastete Mauerkörper von günstiger Form, auf welche die elastische Zusammendrückung keinen schädlichen Einfluss haben kann, also für gewisse Mauerpeiler und nicht zu flache Gewölbe mit ausschliesslich ruhender, der Gewölbeform entsprechend vertheilter, voller Belastung, zulässig sein muss. Hier tritt die gleichmässig über den ganzen Querschnitt vertheilte Pressung an die Stelle der äussersten 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 ergibt.

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 gleichmässig über die Querschnitte angenommen wird. Bei großen 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 gleichmässig über sie vertheilte rechnungsmässige Pressung $\frac{1}{10}$ der Zerdrückungsfestigkeit des Mauerwerks in Würfelform beträgt.

Als Beweis für die Angemessenheit dieser Querschnittbestimmung führe ich beispielsweise die Unterführung der Königstrasse 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, gleichmässig vertheilt, beträgt 11 kg²⁾, also $\frac{1}{20}$ 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 Gewölbten die Inanspruchnahme des Materials ein bestimmter, sich gleich bleibender Theil der Mauerwürfel-Festigkeit sein soll, scheint die u. a. von Heinzerling¹⁾ 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 folgendermassen gestaltet:

	Gewicht von 1 cbm	Inanspruchnahme in kg für 1 q ^m 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:

$$\begin{aligned} \text{für Haustein} &= 2,32 + 0,366 r, \\ \text{„ Backstein} &= 1,84 + 0,354 r, \\ \text{„ Bruchstein} &= 1,71 + 0,358 r.^2) \end{aligned}$$

Heinzerling erklärt die Veränderlichkeit der Inanspruchnahme des Gewölbematerials aus dem Umstande, dass flache Steinprismen grösseren Druck aushalten können als Würfel. Bei grösseren Gewölbten würden aber verhältnissmässig flachere Steine angewendet (bis $\frac{1}{5}$ der Gewölbstärke). Er hält hiernach auch eine Nutzenwendung der Festigkeitsversuche auf die Stärkebestimmungen der Gewölbe vorerst noch für verfrüht und empfiehlt die in atsggeführten Brückengewölbten 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 Gewölbten ziemlich flach prismatisch zu sein pflegen (wenn überhaupt prismatisch!). Abgesehen hiervon ergibt die Bauschinger'sche Formel, welche Heinzerling bei dieser Gelegenheit mittheilt und welche oben wiederholt ist, für Prismen von quadratischer Grundfläche und $\frac{1}{5}$ der Würfelhöhe eine nur drei mal grössere 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 monolithische 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 Gewölbten grösser als bei grossen.

Einen annähernden Maassstab für diesen Einfluss geben die von Tolkmitt⁴⁾ 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 Durchmesser:

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, Halb- 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^{kv}. Da indess die Formel für die Berechnung der Gewölbstärke 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 Krümmungshalb- 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 = $\frac{1}{10}$ 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 äusserste Kantenpressung dabei nicht das zulässige Maass ($\frac{1}{10}$ bis höchstens $\frac{1}{7}$ 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 maassgebend und erstreckt ihre Wirkung um so höher hinauf, je härter das zu verwendende Material ist.

Ein Gewölbe von 14^m Spannweite und 9^m Scheitelhalb- 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^{qm}, 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^{qm} ergibt. Hierbei ist die Gewölbstärke 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 grosse 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 Querschnittes 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 Scheitelhalb. die spezifische Inanspruchnahme bei gleichmässig vertheilter Pressung $= \frac{1}{20}$ 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 hat¹⁾, geben einen guten Ueberblick über die Beziehungen zwischen der Mauerwürfel Festigkeit 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:

I. für	{	1 Kalk		$\delta = 44 \%$
		2 Sand		
II. „	{	7 Kalk		$\delta = 48 \%$
		1 Zement		
		16 Sand		
III. „	{	1 Zement		$\delta = 55 \%$
		6 Sand		
IV. „	{	1 Zement		$\delta = 63 \%$
		3 Sand		

In der Versuchsstation der Stadtbahn sind die betreffenden Mörtelsorten in Würfeln von 50^{cm} 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 schließt 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 Ergebnis, 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 Resultat. 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 Ziegel- mauerwerk in Zementmörtel	Bestes Klinker- mauerwerk in Zementmörtel	Poröse leicht ge- brannte Wölbziegel in Zementmörtel	Poröse, hart ge- brannte Wölbziegel in Zementmörtel
	zulässige Beanspruchung des Mauerwerks in kg auf 1 qcm				
Polizeipräsidiums in Berlin	8	11	14	3	6
Dr. Böhme	9	14	20	—	10

1)

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 Bruchsteinmauerwerk 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 Eisendraht-Einlagen die Berücksichtigung der Zugspannungen bei der Berechnung erfordern.

d. 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. 18 I, S. 582.

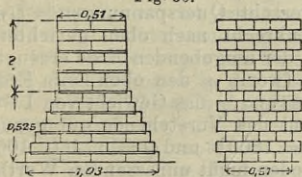
²⁾ Beim Abbruch von Gewölben der Bahnüberbrückungen der österreichischen Südbahn fand Holzer, dass sich grosse, durch Schlitzte frei gestemte Theile schwebend hielten, „ein Umstand, der wohl schlagend darauf hinweist, dass der Zugfestigkeit des Mörtels ein ganz wesentlicher Antheil an der Tragfähigkeit der Gewölbe zugemessen werden darf.“ (Wochenschr. d. österr. Ing. u. A. V. 1891, No. 13.)

³⁾ Anderer Ansicht ist E. Dyckerhoff, 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 zulässig angerechneten Zug- und Druckspannungen nirgends überschritten werden. Diese Spannungen sind: $\frac{3}{4}$ bis $\frac{4}{5}$ kg/qcm Zugfestigkeit und achtfache Druckfestigkeit, wobei eine vier- bis fünffache Sicherheit vorhanden 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 verschiedenen 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 ($\frac{1}{n}$)		1/1,15	1/1,43	1/1,73	1/2,12	1/2,6
Mittelwerthe	Druck in kg für 1 qm 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 qm 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 kontinuierlichen Trägern — wird es sich empfehlen,

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

Nat. Lehm Boden od. Thon m. Sand durchschn	2—3 kg
Gewöbnl. fester Baugrund	4—5 „
Sehr fest. auf fels. Untergr. ruh. Bgrund.	7—12 „

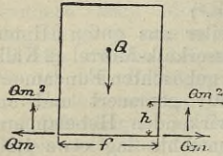
Bei gutem Untergr. empfiehlt sich als vorübergehende (?) Belastung höchstens 7—8, als endgültige Belast. im Mittel 5 kg für 1 qm anzunehmen.

²⁾ Ausführlichere Mittheilungen über diese Versuche nebst Abbildung des dabei angewendeten Hebelapparates finden sich Z. r. 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 $Qm^2 = \gamma hf$ ist (worn m den oben beim Erd-Druck erwähnten Faktor und γ das Gewicht von 1 cbm Erde bedeutet), stimmt das Vorstehende gut genug überein. Denn setzt man z. B. $f = 1 \text{ qm}$, $h = 1,2 \text{ m}$, $\gamma = 1800 \text{ kg}$ 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 Fundamentiefen 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 qm hinaus zu gehen²⁾.

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

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 der 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, bzw. die dieser entsprechende Gewölbe-Querschnittsform zu finden. Die Theorie giebt aber auch für kreisförmige und elliptische Stützlinien 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 Wölbformen (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 rechnermässig zugelassen und hat sich da ohne Nachtheil gezeigt.

²⁾ Franzius (D. Bhd. Auf. 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 Konstruktors 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

Fig. 32.

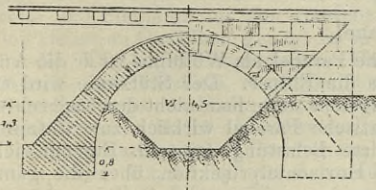
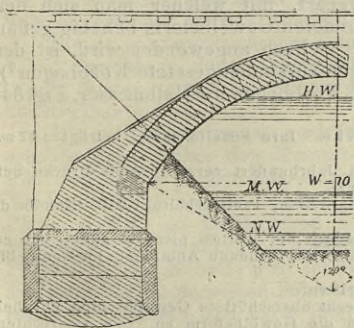


Fig. 33.



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⁾

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 Eisenbahn⁴⁾, 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 Pfälzeler 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 m¹⁾ 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 $\frac{1}{17}$ (nach Becker $\frac{1}{16,7}$, nach E. H. Hoffmann sogar $\frac{1}{18}$) zu nennen, bei etwa 16 m Spannweite. In Deutschland ist man bisher über $\frac{1}{10}$ (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	$\frac{1}{12}$,
"	"	von 10—20 m	" " "
"	"	20—30 m	" " "
"	"	30—60 m	" " "
"	"	"	$\frac{1}{8}$,
"	"	"	$\frac{1}{6}$

zu gehen. Bei hinreichender Konstruktionshöhe ist das Pfeilverhältniss $\frac{1}{8}$ für Segmentbögen besonders vortheilhaft und ökonomisch.

Bei einzelnen Brücken sind Spitzbögen angewendet (Aquadukt bei Spoleto⁴⁾; 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. Bauer⁵⁾) empfehlen die Parabel als Wöblinie. 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 reduzierte Belastung (einschl. Eigengewicht des Bogens) für die Längeneinheit der Horizontalprojektion über die ganze Oeffnung gleich sein⁶⁾.

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 Korbbogen⁷⁾.

Heinzerling⁸⁾ 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 $\frac{1}{8}$ Pfeil. Schwarz).

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

⁴⁾ 73,8 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 Korb Bogens 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 $\delta = 2 \frac{90^\circ - (2n-1)\alpha_1}{n(n-1)}$. 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 Hilfe 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 differenziert, findet man ein Minimum von δ . Wenn die Differenz

ein Minimum wird, so wird, nach Heinzerling, der Uebergang von der Krümmung eines Korbogensegments zum andern offenbar in statischer und ästhetischer Beziehung am vollkommensten.

Der wegen seiner Schönheit und guten Anschlusses an die Stützlinie berühmte Korbogensegment der Brücke von

Neully (Spannweite 38,98 m Pfeilhöhe 9,745, Pfeilverhältniss $\frac{1}{4}$)

ist, wie Fig. 35 zeigt¹⁾, 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 Gewölbungen genügt es in der Regel, 3 bis 5 Mittelpunkte für den Korbogensegment anzunehmen. Hat man den Gewölbequerschnitt nach der Theorie der Stützlinie entworfen und will der leichteren Ausführung wegen einen Korbogensegment 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 Korbogensegment-Brücke ist die im Jahre 1777²⁾ erbaute Brücke über den Hérault zu Gignac (Spannw. 48,72 m 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 Pfeilverh. 0,166). In Deutschland sind grosse Brücken dieser Art bisher nicht ausgeführt. Die Hallesche-Thorbrücke in Berlin hat nur 18 m Spannweite und 4,2 m Pfeilhöhe,⁴⁾ die Kanalbrücke der Berliner Stadtbahn 24 m Spannweite und 6,55 m Pfeil, die Spree-Brücke derselben Bahn an der Museumsinsel 23,2 m Spannweite in der Bahnrichtung gemessen und 6,5 m Pfeil. (Z. f. B. 1884 Bl. 3), die Mosel-Brücke bei Pfalz 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.

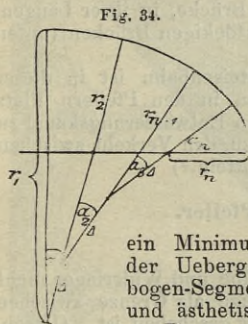


Fig. 34.

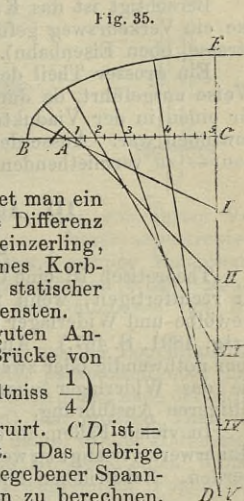


Fig. 35.

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 Längsaxe 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 vermietenden — Viadukt-Räumen zu vermitteln.²⁾

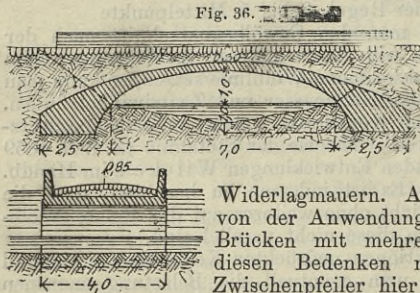
III. Aufbau der Widerlager und Pfeiler.

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 unzweifel-

haft 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 verlорener Widerlager abhalten. Bei Brücken mit mehreren Oeffnungen freilich wird man sich diesen Bedenken nicht verschliessen können. Da die Zwischenpfeiler hier eine Unterstützung der Bögen durch enkrechtes Mauerwerk bedingen, wird man solches auch an den Endwiderlagern in der Regel nicht vermeiden können.³⁾ Ausnahmen kommen vor (Ueberbrückungen der Berliner Ringbahn).

E. H. Hoffmann⁴⁾ nennt die Brücken mit verlорenem 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 verlорenen Widerlagern und bis zur Bausohle hinab radialen Fugen ausführte. Im Jahre 1881 wurden von E. H. Hoffmann 3 solche Brücken in der Kreisschaussee von Oranienburg nach Arendsee ausgeführt⁶⁾ (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.

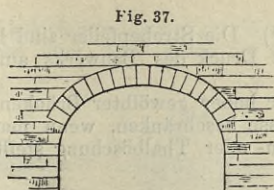
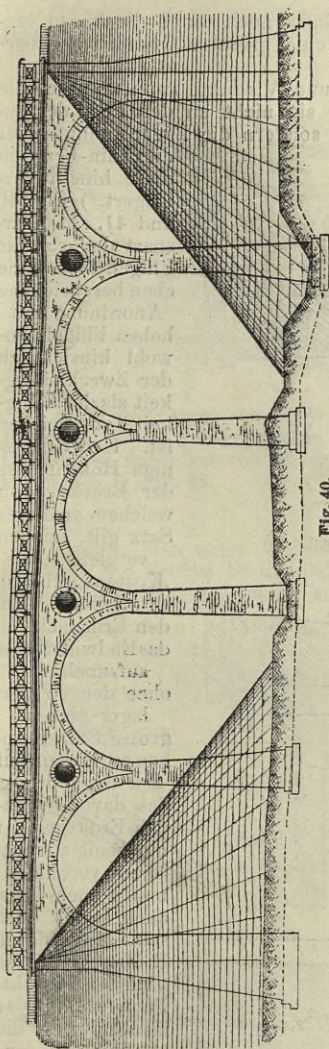
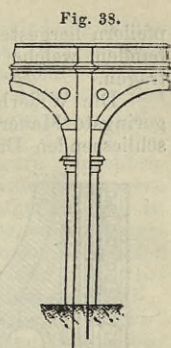
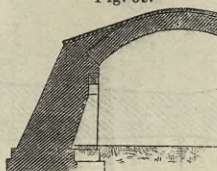


Fig. 39.



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 Gewölberückwärts 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

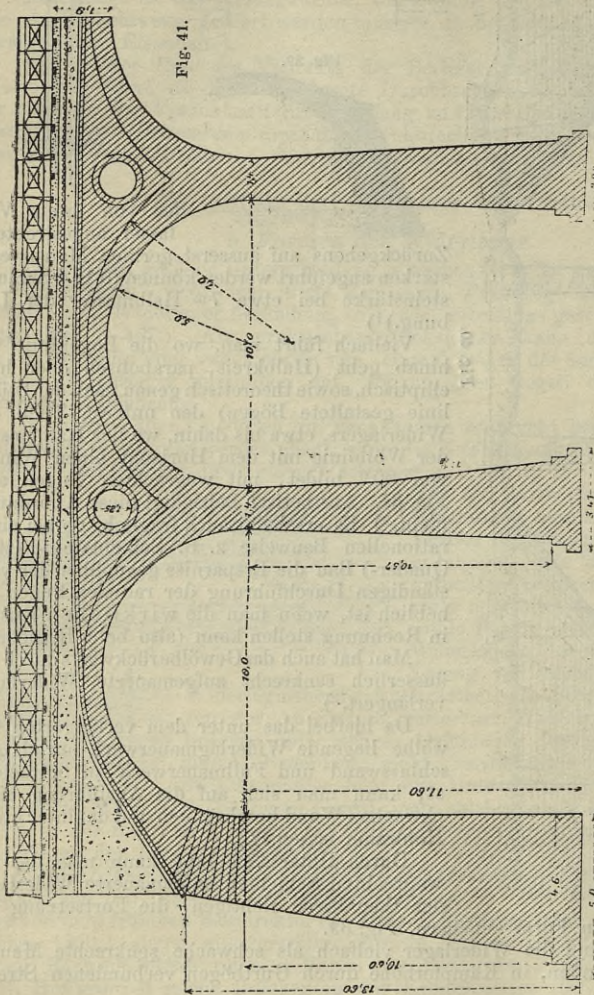


Fig. 41.

Anordnung mit hohen Flügeln sowohl hinsichtlich der Zweckmässigkeit 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.

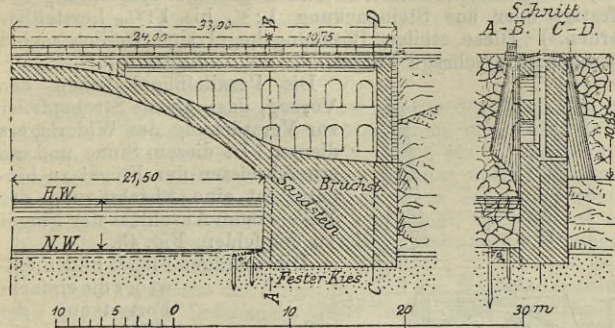
³⁾ Göththal-Viadukt. Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1. Taf. VII.

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

Fig. 42.



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 50^{mm} Breite und 15^{mm} Stärke mit einander verbunden,¹⁾ 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

Fig. 43.

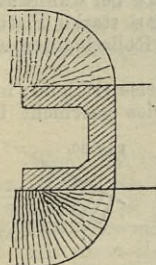
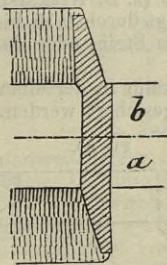


Fig. 44.



Böschungskegels liegt, gewisser Ansätze von Mauerwerk zum Abschluss der an die Brücke sich anschliessenden Erdschüttung. Diese Ansätze nennt man Flügel.

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

Unter letzteren Fall ist die etwas geneigte Stellung, Fig. 44 b, als unwesentliche Abart mit zu begreifen. Die erstere nennt man Parallelfügel oder gerade Flügel, die letzteren Winkelfügel

Fig. 45.

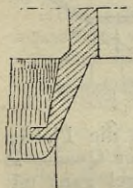
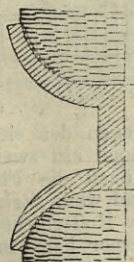


Fig. 46.



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 breiter 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.

Denkt man sich den Zwischenraum zwischen Parallelfügeln 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. 289.

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

Die Länge von Parallelfügeln 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.

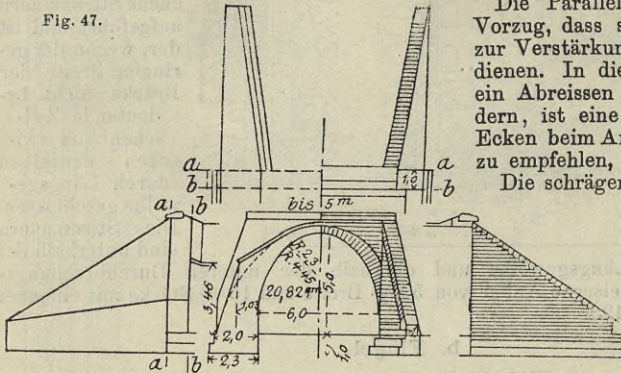


Fig. 47, oder sie werden, um den Gewölbestirn-Ring bis zum Kämpfer sichtbar zu lassen, Fig. 48, oder, bei Flussbrücken mit mehreren Oeffnungen, die Reihe der Pfeilervorköpfe jederseits durch einen halben abschliessen zu können, Fig. 49, gegen das Widerlager etwas zurück gesetzt (z. B. Neckar-Brücke bei Cannstatt).

Die Abdeckung der Parallelfügel 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.

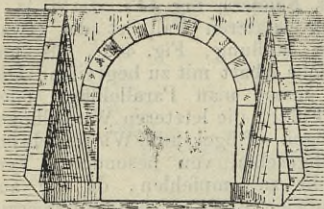


Fig. 49.

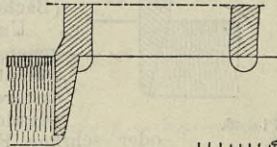


Fig. 50.

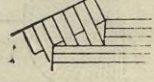
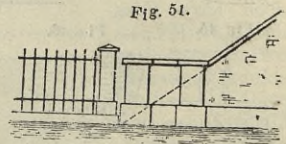


Fig. 51.



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 $\frac{1}{3,39}$ (Basis) vor. Degl. Aare-Brücke bei Olten (Becker, Brückenb., Taf. XXIIIa).

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 Straßen-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 geböschet (mit einem Anlauf: $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{8}$, 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 $\frac{1}{2}$ Stein. Nach oben werden diese Absätze mit 1 oder 2 Ziegel-Flachschichten mit Gefälle abgedeckt.

c. Zwischenpfeiler.

α. Zahl derselben.

Wenn die Gesamtweite 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 Hoffmann¹⁾ 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 = 0, so kann man das l entwickeln, bei welchem die Gesamtkosten 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 gültig 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} Ansichtfläche 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 günstigste Öffnungsweite und die Kosten der Brücken bei Anwendung der günstigsten Öffnungsweite 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 Öffnungsweite 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 ergibt sich hiernach etwas grösser als nach Ermittlungen, 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 Pfeil- verhältniss	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 $\frac{1}{2}$	von 9,3 bis 10,3 m
12	1 : 4	von 11,3 bis 14,3 m
15	1 : 3 $\frac{1}{2}$	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 Öffnungen 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 Thaales 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. Bräuler²⁾ die ökonomisch vortheilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler, indem er die Summe der Mehrkosten sämtlicher Gruppenpfeiler (gegen gewöhnliche) und der Kosten einer Bauwerksgruppe zu einem Minimum werden lässt.

Es ergibt sich dann, wenn:

K_1 die Kosten pro q^m Ansichtfläche des Bauwerks,

K_2 „ „ „ „ cbm Mauerwerk,

L „ Gesamtlänge des Viadukts,

B „ Breite, „ „

d „ Mehrstärke eines Gruppenpfeilers

ist, die vortheilhafteste Zahl der Gruppenpfeiler:

$$n = \sqrt{\frac{K_1}{K_2} \cdot \frac{L}{Bd}} - 1.$$

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 Gesamtkosten 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 $\frac{1}{9}$ der Spannweite beträgt, selten sind. Brücken, welche $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{8}$ aufweisen, sind als ökonomisch, ja schon als kühn zu bezeichnen und empfehlen sich zur Nachahmung. Die Mehrzahl der bisher aufgeführten Brücken hat Pfeilerstärken zwischen $\frac{1}{8}$ und $\frac{1}{5}$ 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	Pfeiler- stärke 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. Chalones	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	} Z. f. B. 1869 Sp. 208.	
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		
15.	Eger-Brücke b. Eger . .	3,4	19,8	1 : 5,8		
16.	Mosel-Brücke b. Konz . .	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		
19.	Alte Elbe-Brücke in Dresden (etwa)	9,4	15,7	1 : 1,7		Allg. Bztg. 1884.

es sich wohl oft als vorthellhaft 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 Mehrrens (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 entzihen 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 Ermittlung 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

Um den Angriffen des Wassers der Schifffahrt und des Eises in grossen, beziehungsweise reissenden 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 $\frac{1}{3}$ nicht selten vorkommen.

Bezeichnung des Viadukts	s	w	$\frac{s}{w}$	Höhe des Viadukts über Thalsole (Fluss- sole) m	Anzahl d. Stock- werke 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	1	
				v. Fundam. Sohle		
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	
Marne-Viadukt b. Nogent (die kleinen Oeffnungen)	3,0	15,0	1 : 5	—	1	Z. f. B. 1869.
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.
Elsterthal	5,85	28,3	1 : 4,82	70	2	
Rouchat	5,2	25,0	1 : 4,8	55,0	1	1855.
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) 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 Lusignan²⁾ 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 $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$ der Spannweite, beim Striegisthal-Viadukt und beim Ruhr-Viadukt bei Herdecke $\frac{1}{3,33}$ derselben. Bei 5 französischen Viadukten schwankt dies Verhältniss zwischen $\frac{1}{2,4}$ und $\frac{1}{3,2}$.

d. 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 $\frac{1}{8}$ der Höhe (im unteren Theil des Viaduktes von Combe de Fin.³⁾ Die Viadukte von Morlaix und Gouëdie haben unten $\frac{1}{10}$ oben $\frac{1}{12}$. Der Viadukt von Rouchat hat einen Anlauf der Stirn von $\frac{1}{33}$, einen solchen der inneren Pfeilerflächen von $\frac{1}{50,1}$, während die den Pfeilerstirnen vorgelegten Strebepfeiler einen Anlauf von $\frac{1}{14}$ haben.

Bei dem Viadukt von Vezouillac⁴⁾ (grösste Höhe 44,5^m) haben die Pfeiler einen kurvenförmigen Anlauf, der so bestimmt ist, dass der Druck für 1^{qm} in jeder Höhe möglichst gleichbleibend 6^{kg} ist.

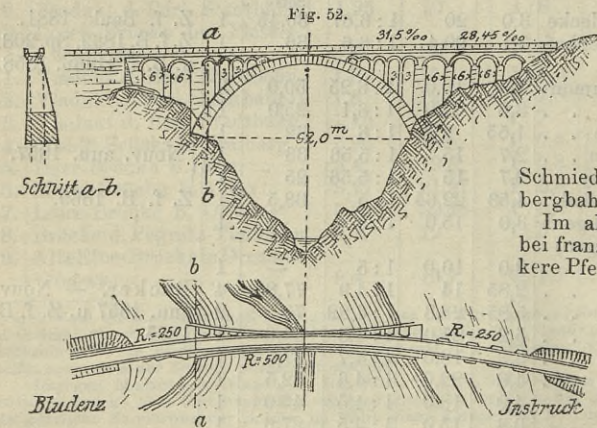
Die Bauwerks-Stirn vom Gewölbekämpfer an aufwärts macht man meist senkrecht oder giebt ihr wenigstens einen schwächeren Anlauf als den Pfeilerstirnen. Praktische Bedenken, der Gewölbestirn einen beliebig starken Anlauf

zu geben, liegen nicht vor. Ein Beispiel, in welchem man hiervon in ausgedehntem Maasse Gebrauch machen wollte, ist die (leider nicht zur Ausführung gekommene)

Schmiedetobel-Brücke der Arlbergbahn, Fig. 52.⁵⁾

Im allgemeinen findet man bei französischen Brücken stärkere Pfeiler-Anläufe als bei deutschen und englischen,

(der Ruhr-Viadukt bei Herdecke hat $\frac{1}{50}$, die Pfeiler der (eisernen) Elbebrücke 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 mehrerer 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 mehrerer 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-Viadukt⁴⁾ (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 sornsteinartige 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.)

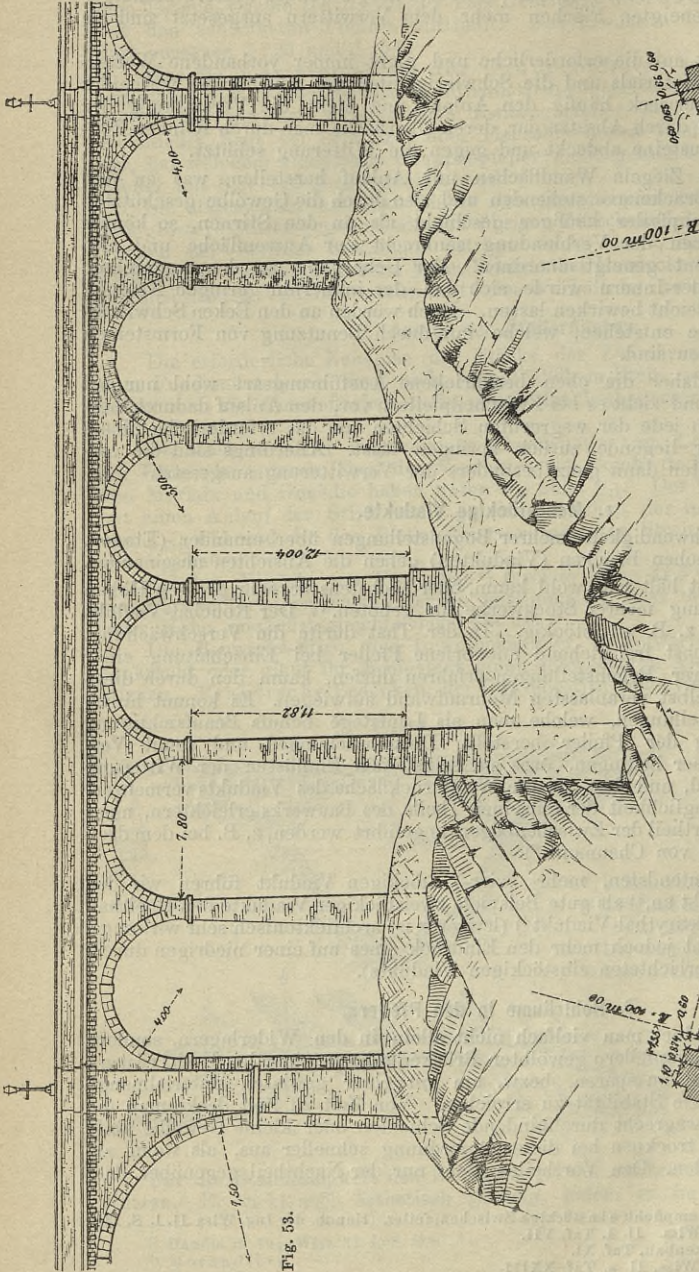


Fig. 53.

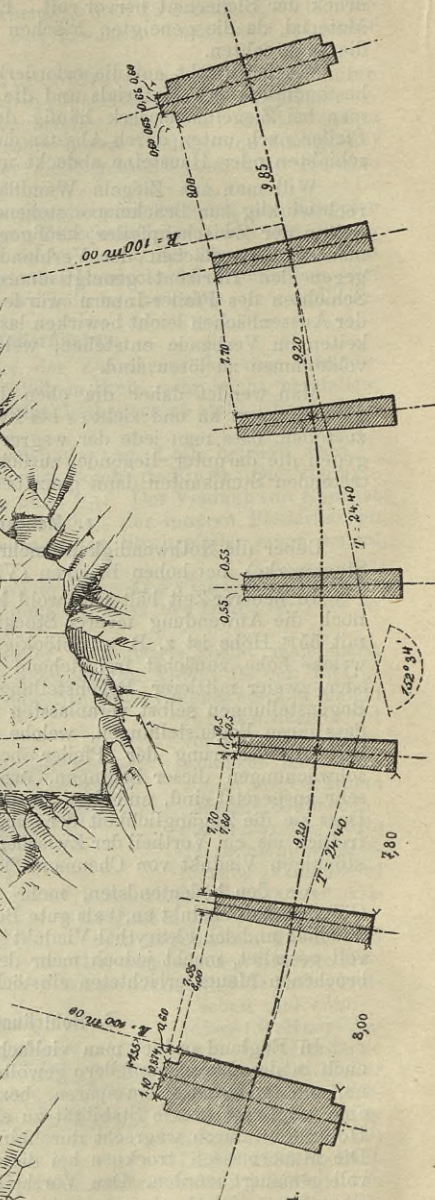


Fig. 54.

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.

7. 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 Gewölbten, selten vor.

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 Krähnen 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, vernauert werden, sondern auch die mehr oder weniger sorgfältig parallelepipedisch bearbeiteten, welche zum Unterschied von den rohen Bruchsteinen: Schichtsteine (franz.: moëllons piqués¹⁾) 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.

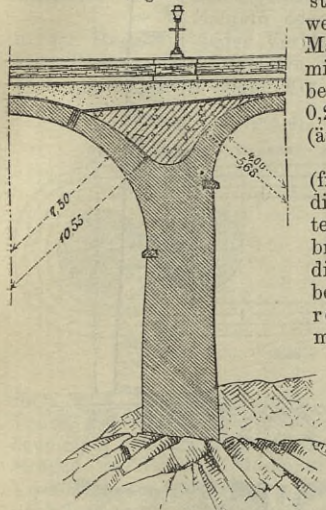
Quadern werden in Schichthöhen von in der Regel 0,3 bis 0,6^m mit Lagerfugen von 10 bis 20^{mm} und meist etwas schwächeren Stossfugen versetzt. Man ist bis auf 4 bezw. 2^{mm} Fugenstärke hinab gegangen (Enz-Viad.³⁾); doch

¹⁾ Als ausnahmsweise grosse „moëllons“ führen wir diejenigen der Gewölbstein-Ringe der Strassenbrücke 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 110kg 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 raube Bruchsteine sind bei den Bauwerken der Arlbergbahn zur Anwendung gekommen.

³⁾ Handb. d. Ing. W. II. s. S. 231.

Fig. 55.



empfehlte 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⁾

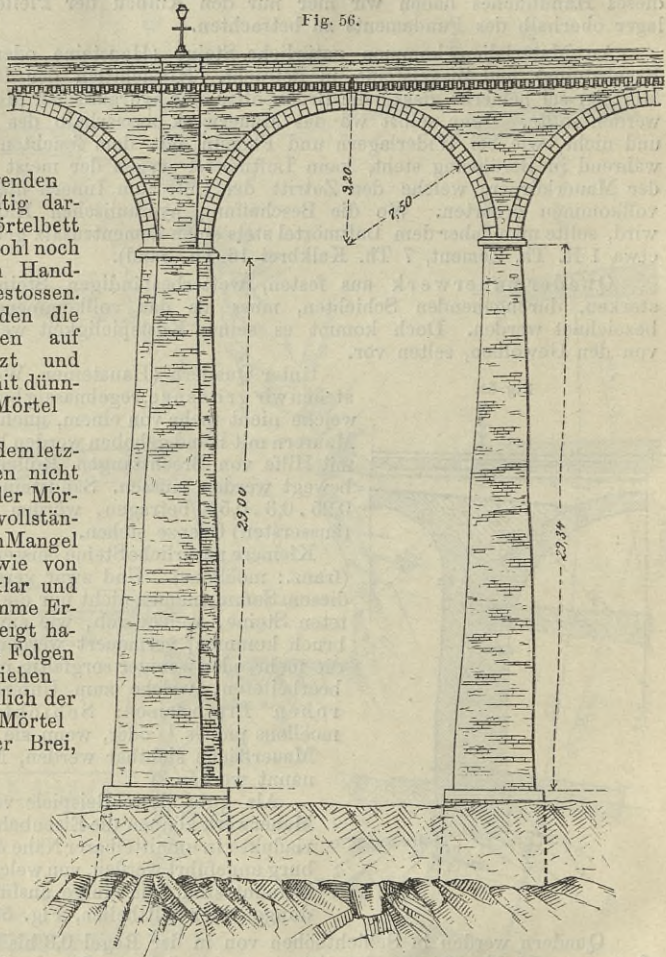
Steine, deren Gewicht 250 bis 350 kg nicht überschreitet, werden gewöhnlich mit Hilfe von Brechstangen, hölzernen Rollen usw., also, so zu sagen, aus freier Hand versetzt, während dies bei schwereren Steinen mit Krähnen, an welchen die Steine mittels des Wolfs oder Kranztaues aufgehängt werden, geschieht.

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 untergossen.

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 Quadern 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.

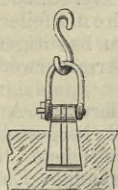


Fig. 58.

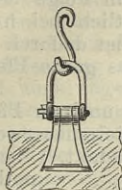
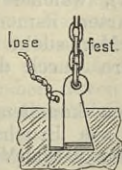


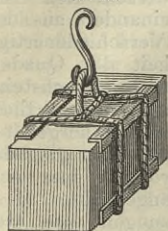
Fig. 59.



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

Fig. 60.



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.

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.

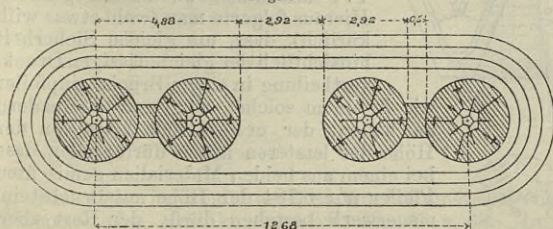
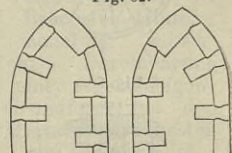


Fig. 62.



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, wengleich 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 0,6^m 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

Fig. 63.

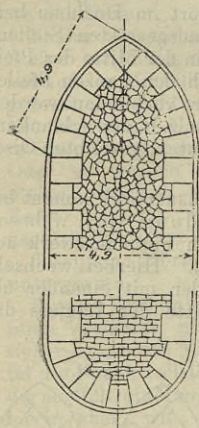


Fig. 64.

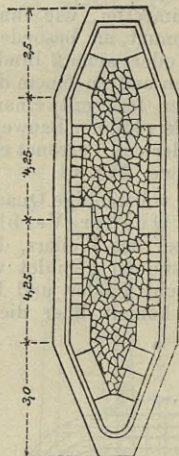


Fig. 65.

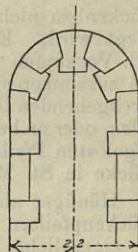
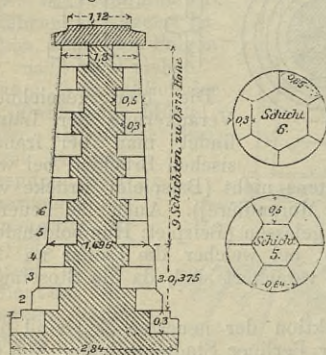


Fig. 66.



notwendige 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.

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 regelmässigen bearbeiteten 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

Fig. 67.

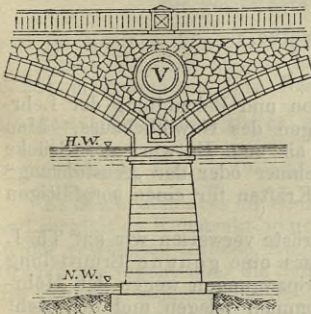
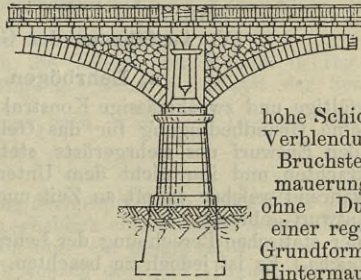


Fig. 68.



bei französischen Viadukten (Dinan und Chaumont) gleich hohe Schichten in der Verblendung und der Bruchstein-Hintermauerung, jedoch ohne Durchführung einer regelmässigen Grundform bei den Hintermauerungssteinen, angewendet sind.¹⁾

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 angegebene Mittel möglichste Gleichartigkeit und guter Verband erzielt ist, muss der Mörtel in hervorragendem 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 hochgeführt, 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.

empfeht 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.

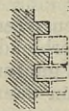
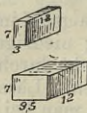


Fig. 70.



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 glasierte 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 Ermittlung 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 zweckmässig anzuordnen und zu vertheilen.

¹⁾ Die Steine kommen in den beiden Grössen, Fig. 70 zur Anwendung. Das Tausend der 3 cm starken, so gen. $\frac{1}{5}$ Steine kostete frei Baustelle 130 M., das Tausend der 9,5 cm starken, so gen. $\frac{3}{5}$ 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 gesintert Oberfläche. Alle übrigen Stoss- und Lagerflächen sind behufs besseren Haftens des Mörtels kreuzweise aufgekrazt 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 Unterstüttung in gestüttzte 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, gestüttzten Lehrgerüsten den Vorzug geben wird, liegt auf der Hand. Man muss aber bei Strombrücken wohl erwägen, ob die Einengung des Durchflussprofils durch die Zwischenstüttzen 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 gestüttzten 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:

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

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

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 gestüttzten Lehrgerüsten ergibt 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 gestüttzten 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 ergibt bei 15 m Spannweite und 4,3 m Pfeilhöhe $n = \frac{15 - 4,3}{0,06} = 178$.

Will man nun zur Konstruktion des Lehrgerüsts 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 Morandiére, theilen ein altes römisches Lehrgerüst, Fig. 71, mit, welches erst über Höhenlage des

Fig. 71.

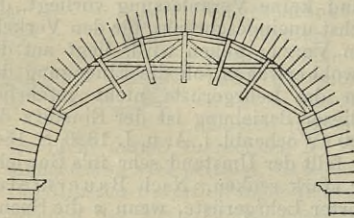
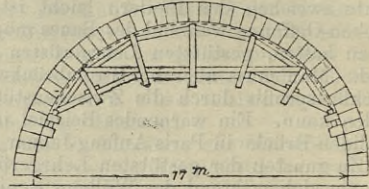


Fig. 72.



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.

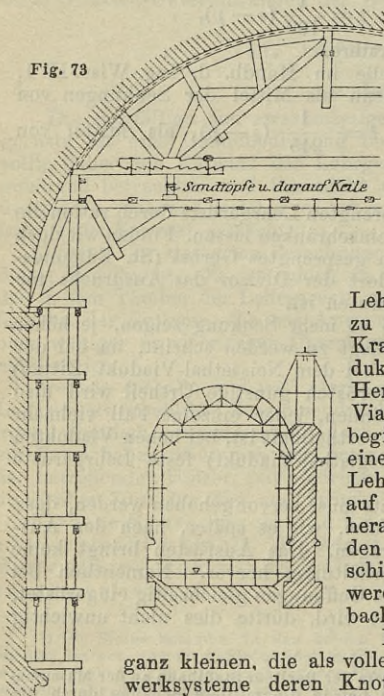
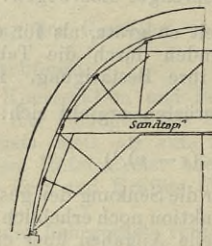


Fig. 74.



Dieses Vorstrecken von Gewölbsteinen zum Tragen des Lehrgerüsts findet sich bei neueren Bauwerken selten. Ein Beispiel ist der Aquädukt bei Sima (Spanien), Fig. 72¹⁾. 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. 74²⁾. 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 Gewölbstirn liegenden Kranzhölzer aufnehmen, welche ihrerseits wieder die Schalung tragen. Auf die Eintheilung der Fachwerks-Knotenpunkte (Bestimmung der Länge der Kranzhölzer) ist das Zunehmen der Gewölbbelast vom Kämpfer nach dem Scheitel von Einfluss. Dem-

¹⁾ Nach Rziha, E. U. u. O. B. II. S. 148.

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 Unterstüzungen der Knotenpunkte, entsprechend der radial wirkenden Gewölbbelastung, eine radiale Stellung zu geben.¹⁾ Man findet dies bei vielen gestützten Lehrgerüsten klar

Fig. 75.

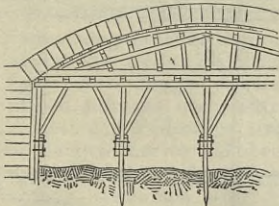


Fig. 76.

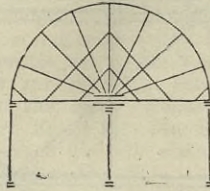
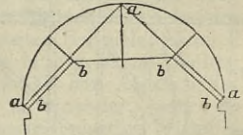


Fig. 77



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.

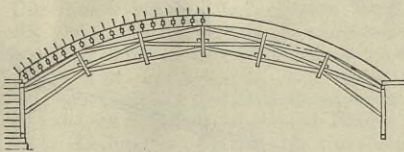


Fig. 79.

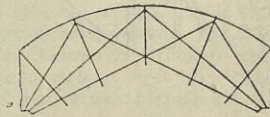


Fig. 80.

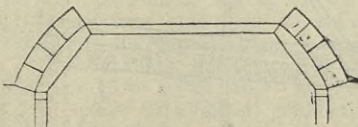


Fig. 81.

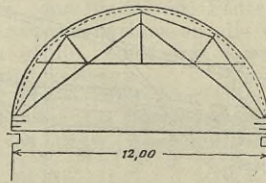
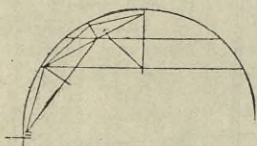


Fig. 82.



die je nach der Grösse und Form des Gewölbes in verschiedenen Kombinationen zusammengesetzt werden, beruhen

schliesslich alle gesprengten Lehrgerüste. Durch Vielfältigung und polygonartige Auseinandersetzung der Sprengböcke entsteht das Perronet'sche Lehrgerüst, Fig. 78, welches nicht mehr angewendet wird, weil es zu starke Senkungen ergibt.

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.

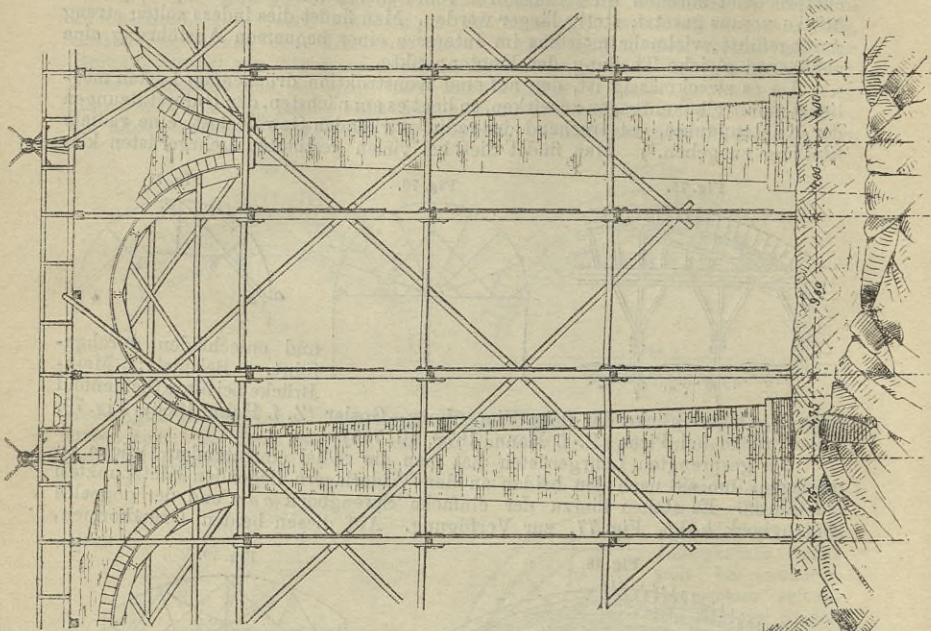
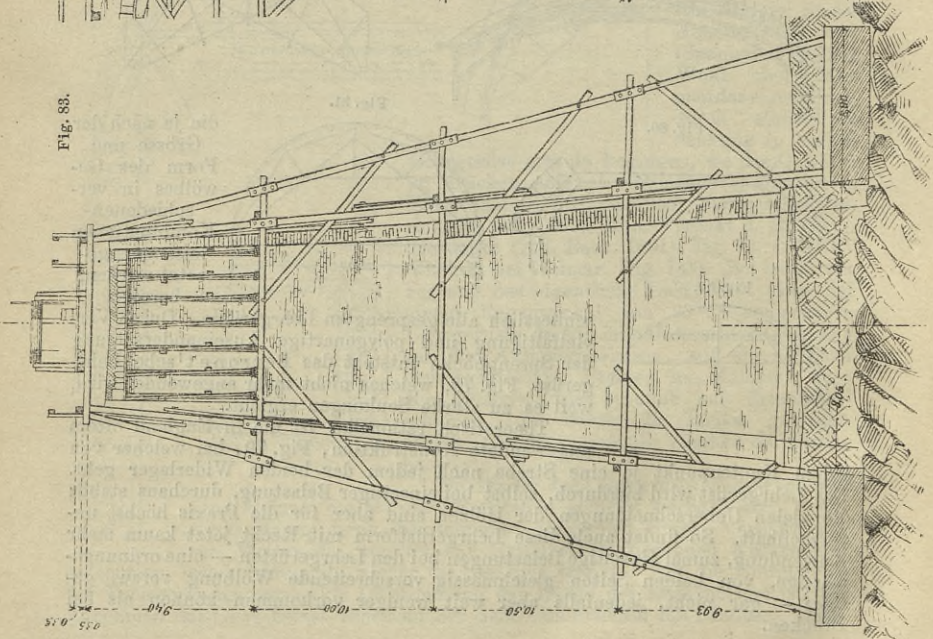


Fig. 88.



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 Gewölbtheils 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-Gewölbten durch höchstens 15 cm breite, 26 mm starke Bretter, bei Quadergewölbten durch $15\frac{1}{15}$ bis $21\frac{1}{28}$ 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 Fugeneigung steiler ist als der Reibungswinkel). Mehrtens findet, dass die Gesamtmasse des Holzwerks verschiedener Lehrgerüste in nahezu konstantem Verhältniss zur Masse der zugehörigen Gewölbe steht. Durchschnittlich kommt $\frac{1}{3}$ cbm Holz auf 1 cbm Gewölbemauerwerk. Für Konstruktionen mit weit gestellten Bindern dürfte mindestens $\frac{1}{5}$ cbm erforderlich sein. Dass bei hohen Viadukten die etwaige zur Unterstützung des eigentlichen Lehrgerüsts 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 Maassstab für die Kosten ist indessen etwas komplizirt und erscheint insofern nicht ganz zweck-

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

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.

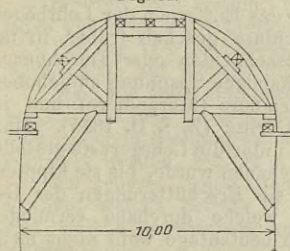
Demnächst kommen die Mosel-Brücke bei Pfalzel und die 23,2^m weite, schiefe Ringbrücke der Stadtbahn mit 35,31 und 31,14 kg pro cbm . Die übrigen 13 Brücken erheben sich nur bis zu 21,62 kg für 1 cbm , so dass als Mittelwerth für die Veranschlagung von gewöhnlichen Lehrgerüsten bis 24^m Weite 12,7 kg 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 Zusammenrückung 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 Morandiére entnommen. Es ist das der Fruchtbrücke (pont aux fruits) in Melun.

Fig. 84.



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 unwüchsiger 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, vollkommeneren 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.

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 auslaufen 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 zweckmässig, 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.

Fig. 86.

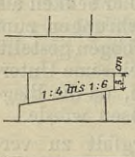


Fig. 87.

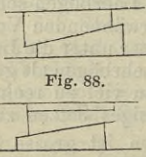
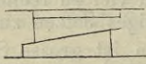


Fig. 88.



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 geeigneten 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, vollkommeneren 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.

Es entspricht dies der elastischen Durchbiegung 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-Viadukt³⁾ und bei der 1872 bis 75 erbauten Elbe-Brücke bei Pirna⁴⁾ 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.

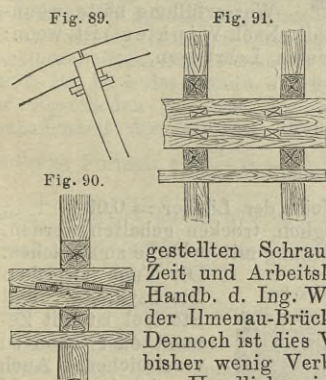
Wie es scheint, nur ein mal (beim Neubau der St. Annen-Brücke in Hamburg) angewendet, ist die Ausrüstung mit Excentriks, welche Intze in der Deutschen Bauzeitung (1870 S. 49) beschreibt, Fig. 92 u. 93. Massgebend war hier für die Wahl des Verfahrens hauptsächlich das Streben nach Einfachheit, die Bedingung, 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. Bhdch.

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 große 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.

Die Töpfe, Fig. 96 u. 97, werden aus Eisenblech (oder Gusseisen¹⁾ hergestellt. Die Blechstärke kann man so berechnen, als ob der Topf Wasserfüllung hätte, wenn-

gleich man dabei überreichliche Abmessungen erhält. Nach Winkler²⁾ 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:

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

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.

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

Soll ausgerüstet werden, so öffnet man die Löcher durch Herausnehmen der Stöpsel. Es fließt so viel Sand aus, bis sich auf der Unterlage des

Topfes ein bis zum Loch reichender Kegel mit etwa $1\frac{1}{2}$ facher Böschung gebildet hat, wobei eine entsprechende geringe Senkung des Lehrgerüsts 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

Fig. 92

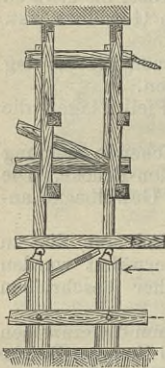


Fig. 93.

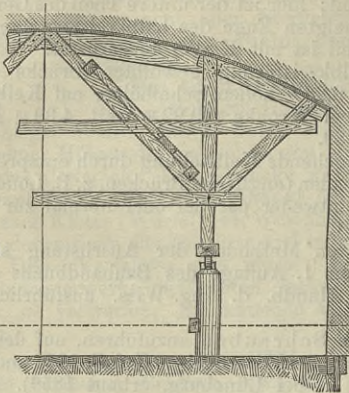


Fig. 94.

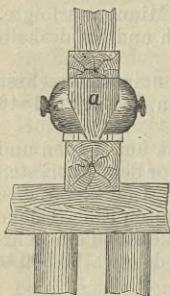


Fig. 95.

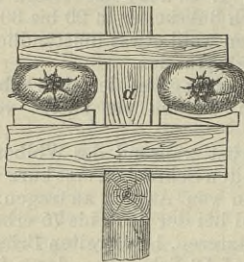


Fig. 96.

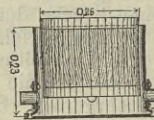
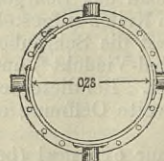


Fig. 97.



¹⁾ Fabrikationsmässig vom Eisenwerk Lorendorf 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 sämtlicher 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 Bauern-

feind'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 ergibt 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 Oeffnungen, 19 m weit, Aulne-Viadukt, 12 Oeffnungen, 22 m weit. Bei der Loire-Brücke zu Chalonnnes 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 ergibt, 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 Hauptvorteile 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 Thalsole 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 Laufkrahnen 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 Gerüsts 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 betragen die Kosten der festen Gerüste bei 12 Viadukten höchstens 22 % der Gesamtkosten, mindestens 8,5 % „ „ im Mittel 16 % „ „ „ dagegen die der fliegenden Gerüste bei 4 Viadukten höchstens 11,3 % der Gesamtkosten, 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 werden soll, 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 Herdecke¹⁾ 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 notwendig geworden. Endlich wurde eine mangelhafte Ausnutzung der Maurer beim Wölben befürchtet, wenn man nicht sämtliche 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.

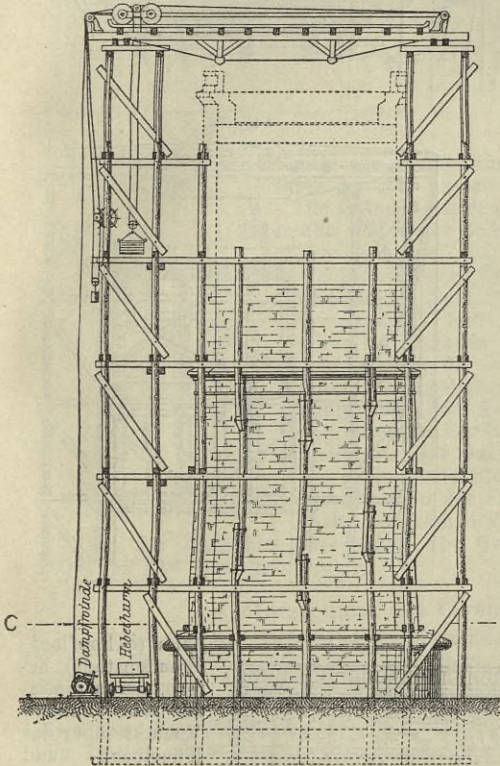
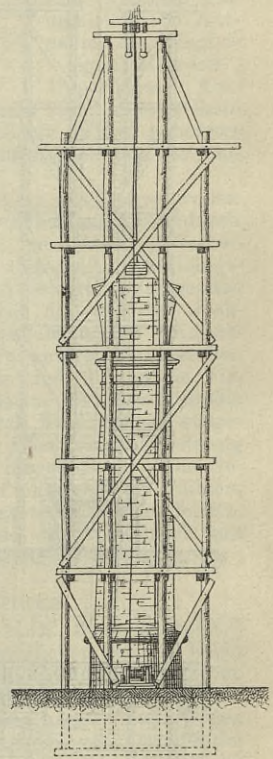


Fig. 99.



zwischen dem Hebethurm und dem Pfeiler liegende zwischen den mittleren beiden Stielen ausgeschlitz war, um die Hindurchführung des an dem Laufkrahnen hängenden Materials zu gestatten. Der untere Theil des Schlitzes wurde beim Fortschreiten des Baues mit Zangen ausgefüllt. Die Laufkrahnen gestatteten eine wagrechte Bewegung nur quer zur Brücke, jedoch nicht in der Längsrichtung 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 Gewölbe- mitte mit Hilfe von Stegen so leicht bewirkt werden, dass die Vermeidung kostspieligerer, in der Brücken-Längsrichtung beweglicher Laufkrahnen gerechtfertigt erschien.

Das Lehrgerüst dieser Brücke haben wir schon auf S. 304 mitgeteilt. 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.

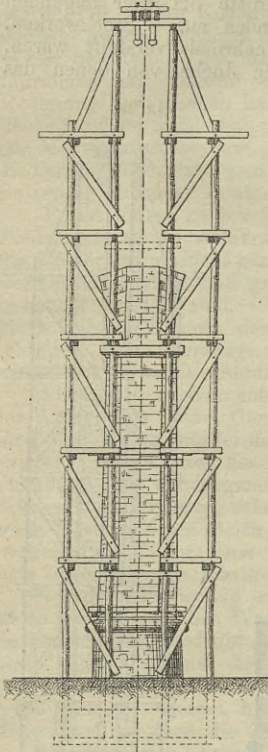


Fig. 101.

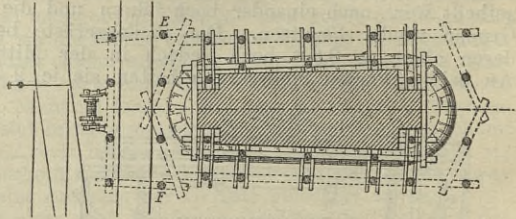


Fig. 102.

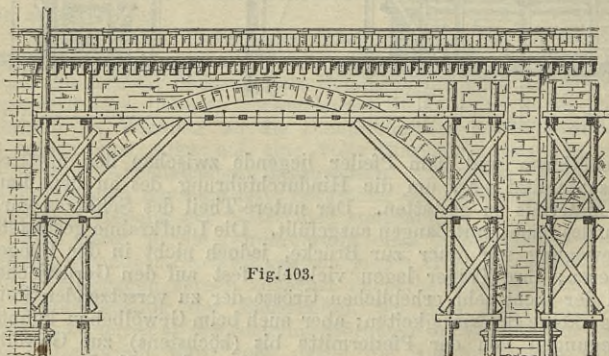
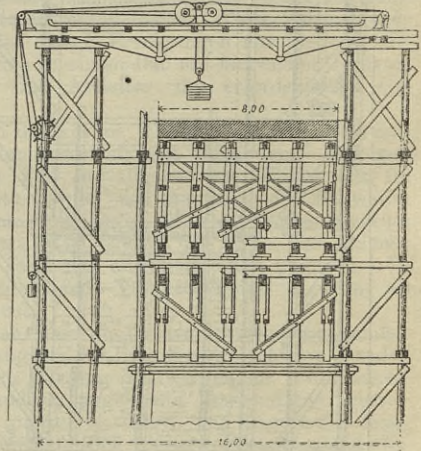


Fig. 103.

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 Steinbrücke lagen hier ebenfalls an den benachbarten Hängen. Dies sprach für Aus-

füllung des ganzen Thalprofils durch Gerüst und Herstellung wagrechter Arbeitsgleise in verschiedenen Höhen. Ausserdem war allerdings wohl die Noth-

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

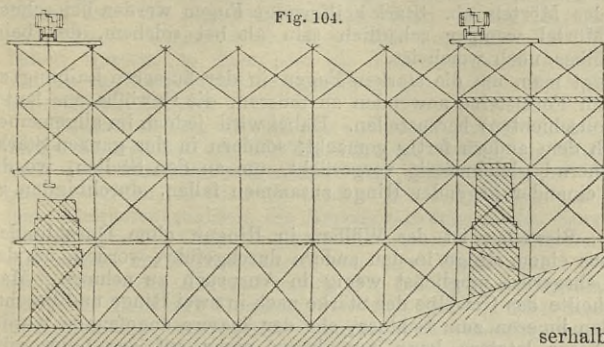


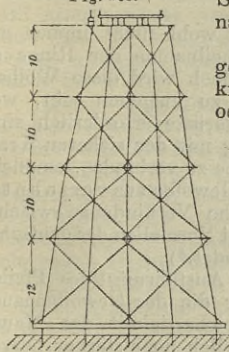
Fig. 104.

Als vorteilhafteste 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 (Kreuzbögen) abgesteift. Zur Längs-

verbindung dienten die die Arbeitsgleise tragenden verzahnten Träger und der auf den obersten Jochschwelle liegende Eisen-Aufstellungsboden. Ausserdem wurden die Joche in den unteren Stockwerken durch 3 Längshölzer verbunden und die an die Viadukt Pfeiler, den Aufstellungsboden und das Erdreich angrenzenden Gerüstfelder durch Kreuzstreben abgesteift, 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. 1834. Sp. 158/60.

²⁾ Vergl. Breyman, 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.

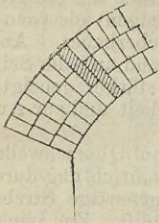
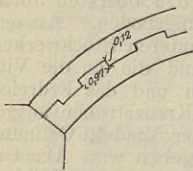


Fig. 107.



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.

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 Techniker⁴⁾ 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 Handbuchs angeführten Pont aux Doubles, 31^m weit mit $\frac{1}{10}$ 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 Zementmörtels²⁾ 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.

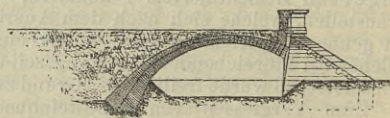
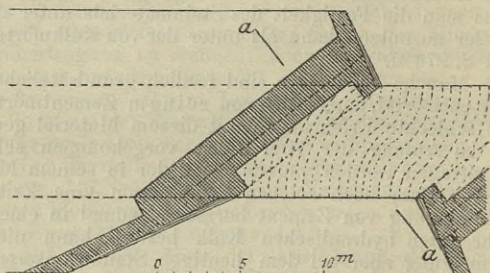
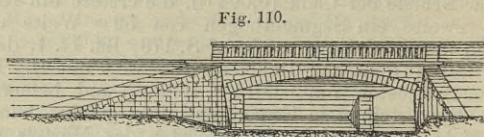
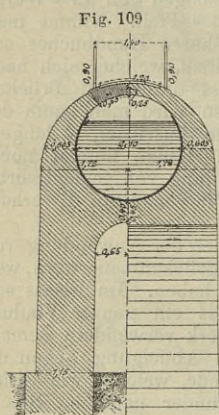
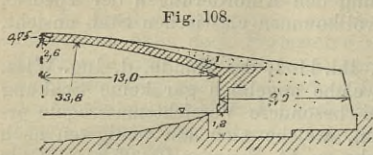
Was die Betongewölbe betrifft, zu welchen die Gewölbe aus sehr kleinen unregelmässigen Bruchsteinen, deren Standfähigkeit und Festigkeit wesentlich auf dem kräftigen, zur Anwendung gekommenen Mörtel beruht, den Uebergang bilden, so ist als eins der hervor ragendsten Uebergangs-

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 raues Bruchsteinmauerwerk, ist das Gemäuer der Kunstbrücke (einschliesslich zweier Viadukte) der im Sommer 1883 eröffneten Zahnradbahn auf dem Drachenfels ausgeführt. Als Durchschnittspreis für Mauerwerk wurde 18 M., als Zulage für Gewölbemaerwerk (wegen der Lehrgerüste) 4 M. für 1 cbm gezahlt. D. Bztg. 1883. S. 850.

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 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 $\frac{1}{10}$ Pfeil (33,8 m Laibungshalbmesser). Das Gewölbe und das damit zusammenhängende Widerlagerstück aus besserem, der übrige Theil der Widerlager usw.



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 „Übergang zum Beton“ bezeichnete Zement-Bruchsteinmauerwerk wie folgt beschrieben. Man setzt dabei sog. Kopfsteine, welche nur $\frac{1}{4}$ 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 Vorwöhrer Portland-Zementfabrik bemüht, von welcher die Lenne-Brücke bei Vorwohle¹⁾, Fig. 36, Liebold-Brücke in Glesse²⁾, 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 Atmosphärien 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 (\sphericalangle zwischen Fluss und Strassenrichtung 37 $\frac{1}{2}$ °) 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 Probelastung 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 Zement, 2 $\frac{1}{2}$ Sand, 3 $\frac{1}{2}$ Schlegelschotter, 1 $\frac{3}{4}$ 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.

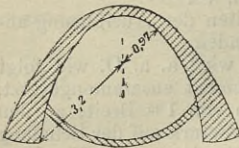
²⁾ D. Bztg. 1878. S. 310 u. 453.

³⁾ Z. f. Bauk. 1831, 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 dessen Nutzöffnung $5,25 \text{ qm}$, dessen Mauerquerschnitt $3,05 \text{ qm}$ beträgt. Die in Fig. 112 dargestellte, im

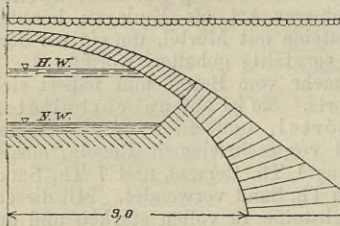
Fig. 111.



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 $\frac{1}{13}$ Pfeil 1 m Scheitelstärke. Materialmischung 1 Th. Zement zu 7 Th. Kies und Sand (letztere 2:1).

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

Fig. 112.

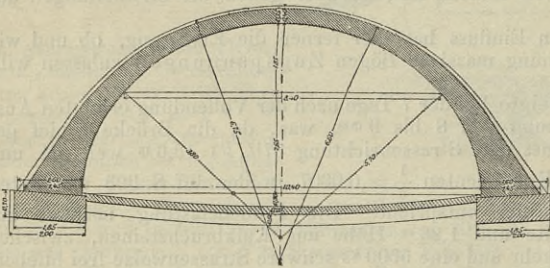


20 m grösster Höhe über Niedrigwasser, 6 m Stirnbreite und $132,6 \text{ m}$ Gesamtlänge, 11 Halbkreisbögen von $9,5 \text{ m}$ Weite: Kosten $38,4 \text{ M.}$ für 1 qm Ansichtsfläche).

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,

Fig. 113.



9 Theile Steinschlag; für den Bogen aus 1 Th. Zement, 6 Th. Kiessand, 8 Th. Steinschlag.

Der Beton, als sogen. Stampfbeton bereitet, wird trocken gemischt und erhält so viel Wasser, dass eine erdfuchte, gleichmässige Masse entsteht, von so viel Zusammenhalt, dass sie sich mit der Hand eben zusammenballen lässt. Er

wird in Lagen von $18\text{--}20 \text{ cm}$ Stärke eingebaut und mit $12\text{--}15 \text{ kg}$ 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 $10\text{--}15 \text{ mm}$ starken Zementmörtel-Verputz überzieht aus 1 Th. Portland-Zement und 2 bis $2\frac{1}{2}$ 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. 676.

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. mitgeteilt. 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 Gesamtkosten 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⁾

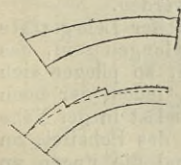
Die Richtung der Lagerfugen in den Gewölbemauern muss genau genommen, rechtwinklig zur Stützlinie stehen. Bauer schreibt dies auch für die praktische Ausführung von Durchlässen, bei welchen er die Gewölbemittellinie als Parabel konstruirt, vor.³⁾

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 Korbogen 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 Quadergewölbemauern 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 Ziegelgewölbemauern 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 Betongewölbemauern 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 80 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 Hilfe 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 Stosstellen 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 Gewölbengewicht 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 sämtliche Steine dann aufrecht stellen und die einzelnen leicht aus ihrer vorläufigen in die endgiltige Lage bringen kann.

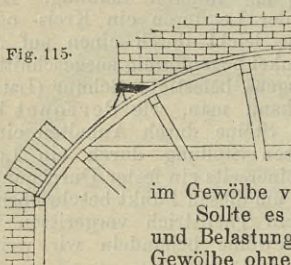


Fig. 115.

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 sämtlicher 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.

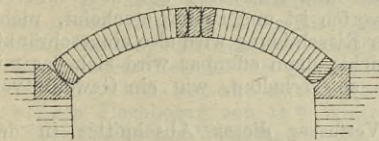
²⁾ Morandière S. 189 u. 488 u. Handb. d. Ing.-Wiss. II. 1, S. 252.

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 erfinden, um die Gewölbe ohne Risse fertig zu stellen. Dahin gehört zunächst die annähernde Herstellung von drei Scharnieren im Gewölbe. Heinzerling¹⁾ 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

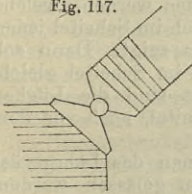
Fig. 116.



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 hervorgerufener Bewegungen, ohne dass Risse im Mauerwerk entstehen.

Man hat, noch weiter gehend, vorgeschlagen, an den Kämpfern und im Scheitel Gussplatten und Stahlbolzen einzulegen, also Scharniere im eigentlichen Sinne des Wortes herzustellen, Fig. 117.

Fig. 117.



der Berechnung der Pressungen in den Gelenkfugen verweisen wir auf die angeführte Quelle.

Einer annäherungsweise Herstellung wenigstens zweier Scharniere kommt es gleich, wenn man das Gewölbe an den Kämpfern so schwach macht, dass

Fig. 118.

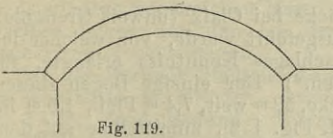
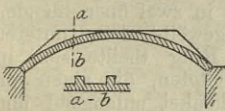


Fig. 119.



nöthige Aussteifung für einseitige Belastung zu erlangen.

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 Pressungen in den Gelenkfugen verweisen wir auf die angeführte Quelle.³⁾

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

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 Gewölbekbau hinten 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.

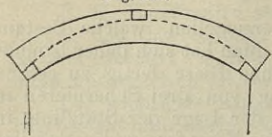
²⁾ Aufsatz von Köpcke, Z. f. Hann. 1888. S. 373.

³⁾ D. Bztg. 1879. S. 358.

⁴⁾ Baugew.-Ztg. 1882. S. 161.

Ein Vorschlag von Intze¹⁾ geht dahin, im Scheitel, Fig. 120, fast bis zu $\frac{1}{3}$ der Gewölbedicke von der äusseren Laibung aus und (bei Segmentbögen) am Kämpfer ebenfalls bis zu $\frac{1}{3}$ der Gewölbedicke von der inneren Laibung aus gemessen 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 auszugliessen, bezw. die fehlenden Schichten einzumauern. Diese Methode ist bei mehreren grösseren gewölbten Brücken der Rheinischen Bahn 1878 mit Erfolg zur Anwendung

Fig. 120.

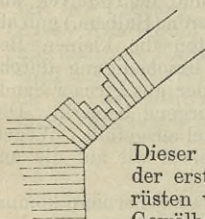


gekommen,²⁾ wobei jedoch noch, um die Lehrgerüste nicht zu stark zu belasten, die Gewölbe in zwei Ringen hergestellt wurden.

Dass die Stütze 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 $\frac{2}{3}$ der Stärke dieser ohne Lücken.

Ein anderer Vorschlag, den der Verfasser dieses Abschnittes in der D. Bztg. 1878, S. 509, machte, bezweckt nicht, der Stütze 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.

Insbesondere 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 stark⁵⁾ (vergl. Fig. 122), unmittelbar auf dem schieferigen Kalkfelsen mittlerer Festigkeit aufsetzend, ist in zwei über einander gelegten Ringen aus Bruchsteinen rau 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 statt¹⁾.“

Ein fernerer Beispiel des gleichzeitigen Schlusses an mehreren 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 eingeleisig, 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 Auswechslung 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 Gebrauch³⁾, 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 bzw. 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 dieser Hinsicht verfahren, kann die folgende Tabelle dienen, die wir dem bekannten Werk von Morandiére 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 „
„ „ „ „ Chalonnnes, 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 Leibbrand³⁾ und Baurath Reinhard⁴⁾

Ersterer führte 4 Brücken mit gelenkartigen Walzblei-Einlagen an den Kämpfern und 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 1:1½ 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. Ceneré (12 m w. Halbkreis, Kalkbruchsteine mit sehr schwach hydraulischem Mörtel), etwa 8 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 bzw. 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 Gewölbhälfte 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 Gewölbekbau 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 Probelastungen 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.

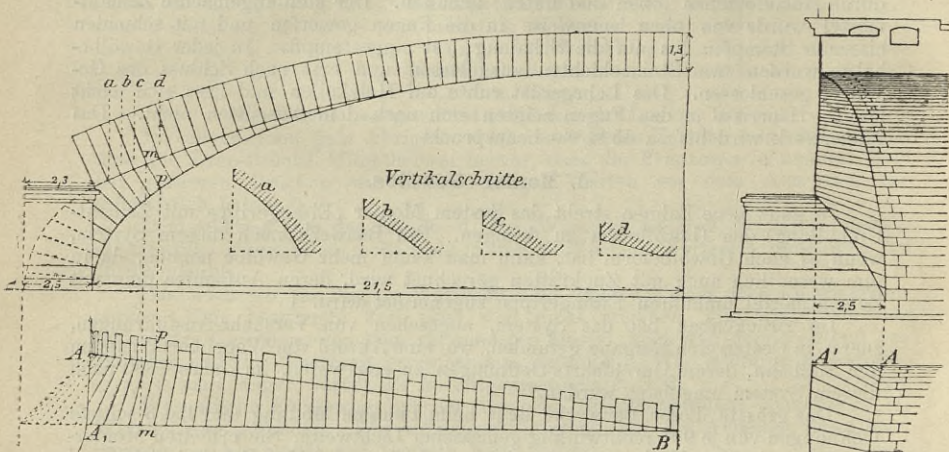
e. Kuhhörner.

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 Morandiére (S. 328 u. Bl. 69) folgende Konstruktion, Fig. 122: Durch den Punkt A des Kämpfers, welcher um $2,5\text{ m}$ (hier = der halben Pfeilerstärke) hinter die Bauwerksstirn



zurücktritt, und durch den in der Gewölbekante im Scheitel liegenden Punkt B ist eine senkrechte Ebene gelegt, deren Schnitt mit der elliptischen inneren Gewölbekante 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 AB (z. B. p) eine zur Gewölbekante parallele, auf der inneren Gewölbekante aber senkrechte Ebene denkt und deren Schnittpunkt m mit der nach einem Kreisbogen gestalteten Gewölbekantelinie mit p durch eine gerade Linie verbindet. Diese geraden Linien erzeugen also die Kuhhorn-Fläche. Senkrechte und zur Gewölbekante parallele Ebenen schneiden diese Fläche in Kurven. Die Lagerfugenflächen der im Kuhhorn liegenden Wölbsteine sind, da die Fugen der Gewölbekante radial zu den Kreisbogen gezogen werden müssen, windschief. Denkt man sich eine senkrechte Ebene um den Punkt B gedreht und allmählich die Strecke AA_1 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 Morandiére. Richtiger wäre es wohl, sich die senkrechte Ebene parallel zur Gewölbekante 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 rhombodischem 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 Stoffsugenenlinien 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 ergibt 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, näherungsweise 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 Gewölbesteinen 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 halbzyklindrischer Stützfläche fallen die nach beiden Auffassungen hergestellten Lagerflächen zusammen.

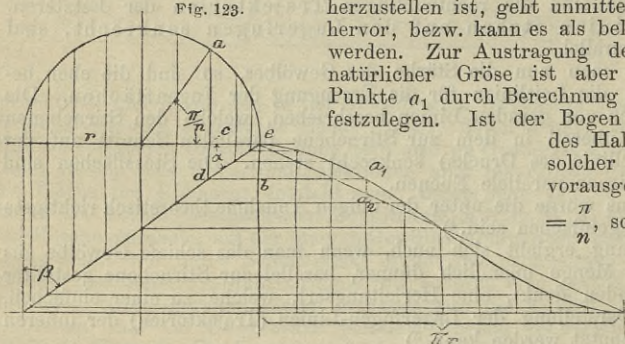
Wesentlicher ist der Einfluss der zweiten Anschauungsweise auf die Gestaltung der Stossflächen; denn diese stehen danach nicht mehr senkrecht und sind nicht mehr parallel zu den Stirnebenen, sind überhaupt nicht mehr eben, wenn man sie durch gerade Linien beschreiben lässt, die überall senkrecht auf 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 Abwicklung 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⁾



Wie die Abwicklung der Stirnlinie graphisch herzustellen ist, geht unmittelbar aus der Figur hervor, bzw. 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 ae der n te Theil

$$= \frac{\pi}{n}, \text{ so ist, wie sich leicht}$$

herleiten lässt, für das voll halbzyklindrische Gewölbe

$$a_1 a_2 = r \operatorname{tg} \alpha \left(\cos \frac{\pi}{n} + \frac{2}{n} - 1 \right). \text{ Die allgemeinere Formel geben wir auf S. 346.}$$

Man sieht sofort, dass die Abwicklung eines jeden der Stirnebene parallelen Gewölbeschnitts eine der Abwicklung 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 Gewölbeabwicklung 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 Gewölbeabwicklung. 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-Abwicklung zu schneidenden Schablone kann man nicht allein die Abwicklung der gegenüber liegenden Stirnlinie, sondern auch aller Stossfugenlinien, sofern sie der Stirne parallel sind, zeichnen. Entsprechend lassen sich sämtliche Projektionen der beiden erwähnten Kurvenschaaren behandeln.

Für die graphische Konstruktion der abgewickelten Trajektorie eines Gewölbes mit kreisförmiger Stirnlinie giebt Heinzerling¹⁾ ein Verfahren an, welches auf der Beziehung:

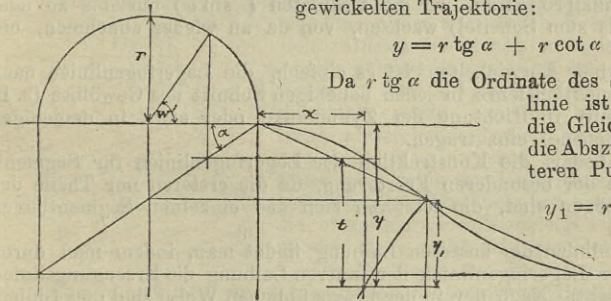
$$\sin \gamma = \sin \alpha \sin w$$

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 Abwicklung) 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 Entwicklung auf die Litteratur³⁾ 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 $= r w^1$.

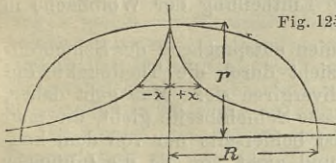


Fig. 125.

Die Abszissen-Gleichung für die Projektion der Trajektorie auf eine der Stirnparallele 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 Briggsche 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. 81) 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. 121) 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 Abwicklung:

$$y = r \sin \alpha (1 - \cos w) + \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2}.$$

$$y_1 = \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2} - r \sin \alpha \cos w.$$

$$t = \frac{r}{\sin \alpha} \ln \cot \frac{w}{2}.$$

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 bzw. $w = 0$, so ergiebt sich $y_1 = \infty$; setzt man:

$w = 90^\circ$, " " " $y_1 = 0$, " "

$w = 180^\circ$, " " " $y_1 = -\infty$

Dasselbe Ergebniss hat das Einsetzen der 3 Werthe von w^1 bzw. w in die Abszissen-Gleichungen der Vertikalprojektionen.

Man sieht also, dass sowohl in der Abwicklung wie in der Vertikalprojektion die Kämpferlinien Asymptoten der Lagerfugenlinie sind und dass letztere bei $w = 90^\circ$, also im Scheitel einen Nullpunkt hat. Nur ist der Nullpunkt in der Abwicklung, wo die Abszissen fortdauernd wachsen, ein Wendepunkt, in der Vertikalprojektion, wo die Ordinaten ($r \sin w$) nur bis zu dem Werth $w = 90^\circ$ (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 halbzyllindrischen 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 Abwicklung 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 Gewölbeabwicklung, 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 Gewölbequader 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⁾

Immerhin sind die Unbequemlichkeiten noch gross genug, um die Anwendung eines einfacheren Verfahrens, wenn möglich, rathsam erscheinen zu lassen.

Ein solches ist dasjenige, bei welchem die Lagerfugen in der Abwicklung 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 Gewölbelaubung stehen so entsprechen die einzelnen Gewölbeschichten körperlich den Gewinden einer rechteckig geschnittenen Schraube.

Die Richtung der Lagerfugenlinien in der Abwicklung nimmt man am einfachsten senkrecht zur Sehne (Verbindungsline der Endpunkte) der Stirnlinie.³⁾ 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 Grössen des Schiefheitswinkels der Breite, Spannweite und Pfeilhöhe der Brücke mit einer, aus ästhetischen Rücksichten wünschenswerthen, durchweg gleichmässigen Theilung der Stirnquader in Einklang zu bringen.

Es kommt nun darauf an, festzustellen, wie gross die Abweichung des Fugenwinkels von der mit Hülfe der Trajektorien gefundenen Grösse 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.

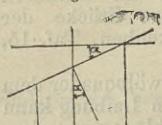
⁴⁾ Winkler, Steinschn. d. Fl. M. u. schiefen Brücken. W. nennt das Gewölbesystem mit reinen Schraubenflächen das für Quadergewölbe einzig praktische.

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:

$$\gamma_c = \frac{\alpha + \gamma_{\min}}{2} \text{ sein.}$$

Fig. 128.



Nennt man die äusserste Abweichung d , so ist:
 $d = \alpha - \gamma_c = \gamma_c - \gamma_{\min}$ und:

$$d = \frac{\alpha - \gamma_{\min}}{2}$$

Den grössten zulässigen Werth von d nimmt Heider¹⁾ = 5° an, da sich, „wo er zwischen 8 u. 10° 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 Heinzerling²⁾ untersucht, indem er von der schon oben erwähnten Beziehung $\sin \gamma = \sin \alpha \cdot \sin w$ ausgeht.

Soll die grösste Abweichung des theoretischen von dem veränderlichen Fugenwinkel nur d betragen, so heisst das: die grösste Abweichung des grössten theoretischen Fugenwinkels von dem kleinsten darf nur = $2d$ sein.

Man findet also das kleinste unter der gemachten Annahme zulässige w , wenn man obige Gleichung zunächst schreibt:

$$\sin \gamma_{\min} = \sin \alpha \sin w_{\min}$$

und nun $\gamma_{\min} = \gamma_{\max} - 2d = \alpha - 2d$ setzt. Dann ist: $\sin(\alpha - 2d) = \sin \alpha \sin w_{\min}$

$$\text{oder: } \sin w_{\min} = \frac{\sin(\alpha - 2d)}{\sin \alpha} \quad 3)$$

Das Pfeilverhältniss der Stirnlinie $\frac{f}{l}$ ergibt sich für Gewölbe mit kreisförmiger Stirnlinie als:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1 - \sin w}{1 + \sin w}}$$

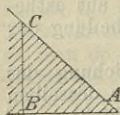
und für Gewölbe mit elliptischer Stirnlinie als:

$$\frac{f}{l} = \frac{\cos \alpha \sqrt{1 + \left(\frac{\cot w}{\cos \alpha}\right)^2} - 1}{\frac{\cot w}{\cos \alpha}}$$

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 ($d = 16^\circ 42'$) annimmt.

Buck⁵⁾ beachtet die Abweichung des mittleren Fugenwinkels von den äussersten theoretischen nicht, sondern geht von folgender

Fig. 129.



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

now 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

1) Theorie der schiefen 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 wieder gegeben.

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 schiefere ein Gewölbe ist, je mehr man sich dem vollen Halbzylinder nähern kann. Bei einer Schiefheit von 25° darf der Erhebungswinkel des Kämpfers nicht unter $27^{\circ} 17'$ sinken; bei einer Schiefheit von 45° beträgt letzteres Maass nur noch $21^{\circ} 47'$ und bei einer Schiefheit von $64^{\circ} 20'$ (Schnittwinkel der Axen von $25^{\circ} 40'$) 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⁾

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 Hausteinstirnringen 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 Buck³⁾ 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. 130.

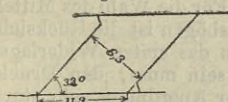


Fig. 132.

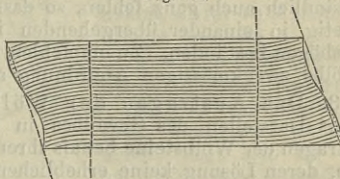
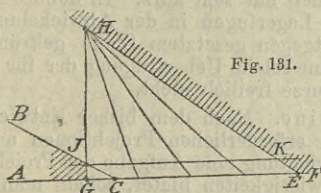


Fig. 131.



Ebene mit der innern Gewölbelaubung 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 mehrere Zonen einteilen 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 begebenen Vernachlässigung nicht sehr erheblich sein.

²⁾ Morandière, S. 472 u. Bl. 125.

³⁾ S. 32.

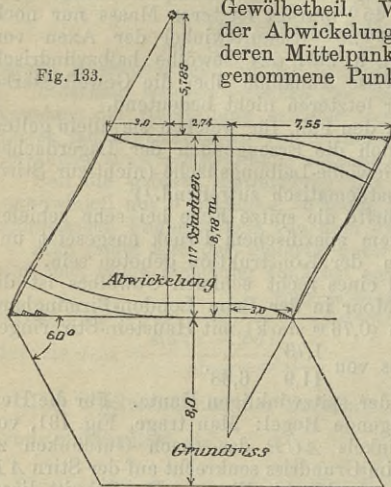
onstruktion der Lagerfugen für diesen Fall dient die allgemeine Gleichung der Trajektorie „wenn die Stossfugenlinien konvergierend sind“ wie sie Becker¹⁾ entwickelt, wobei man sich die Ebene, zu welcher die Lagerfugen senkrecht stehen müssen, allmählich aus der Richtung der Gewölbestirn in diejenige normal zu den Widerlagern herum geschwenkt denkt.

Zur näherungsweise Konstruktion der Lagerfugen verlängert man in der Abwicklung 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

Gewölbeheil. Von hier aus werden die Lagerfugen in der Abwicklung 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 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 konzentriert, zu ertragen.

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 Abwicklung stellen die einzigen 8 zur Anwendung gekommenen Hausteine dar.

Fig. 133.



Bei diesem Gewölbe ist der normale Theil nur sehr kurz. Er könnte selbstverständlich auch ganz fehlen, so dass die Lagerfugen in der Abwicklung 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 durchführen, 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 Gewölbstärke 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 Gewölbstärke und durch die Mitten der Gewölbsteine ähnlich den Lagerfugen der inneren und äusseren Gewölbelaubung verlaufen.³⁾ Doch kann ein praktischer Vortheil hierin nicht erkannt werden.

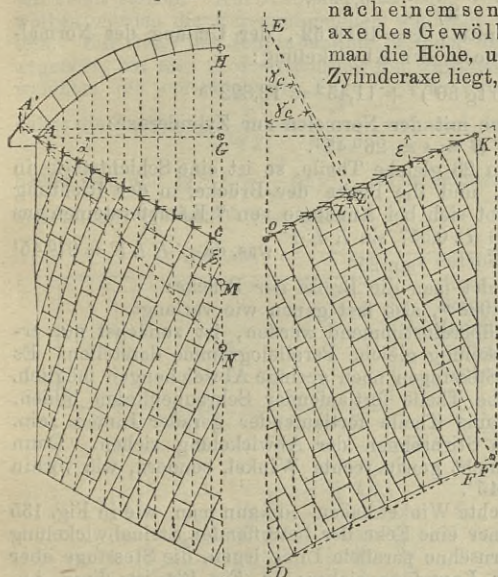
¹⁾ Der Brückenbau. II. Aufl. S. 124.

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 sämtlich 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 halbzyllindrische 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 halbzyllindrische 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 Abwicklung zur Hälfte dargestellte Gewölbe, für welches die Grundbedingungen eben angegeben sind.

Die rechtwinklige Spannweite $2AG$ oder l sei $= 10 \text{ m}$, der Schiefheitswinkel $CAG = \alpha = 30^\circ$. Der mittlere Fugen-Winkel der innern Laibung $DEF = \gamma_c$ sei $= 25^\circ$, habe die grösste, nach Heider zulässige Abweichung $\delta = 5^\circ$ von dem grössten theoretischen Fugenwinkel ($=$ dem Schiefheitswinkel α).

Es ergibt sich dann nach der oben mitgetheilten Formel:

$$\sin w_{\min} = \frac{\sin(\alpha - 2\delta)}{\sin \alpha}, \text{ der kleinste zulässige Erhebungswinkel } w_{\min} = 43^\circ 9'.$$

Dieser Winkel¹⁾ 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 $= 39^\circ 51'$.

der Kämpferpunkte. Aus ihm ergibt sich die Pfeilhöhe $GH = f$ (also unter den gemachten Annahmen die grösste zulässige) nach der von Heinzerling¹⁾ gegebenen Formel:

$$f = \frac{l}{2} \frac{\sqrt{1 + \left(\frac{\cot w}{\cos \alpha}\right)^2} - 1}{\cot w} = 5 \frac{\sqrt{1 + 1,232^2} - 1}{1,232} = 2,38 \text{ m.}$$

Will man nach den bis hier für das Gewölbe gemachten Annahmen und Festsetzungen noch eine gleiche Stärke der Wölbtschichten 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 m breit sein. Es zeigt sich, dass dies genau erreicht werden kann.

Es berechnet sich zunächst der Halbmesser für den Normalschnitt der inneren Laibung:

$$r = \frac{l^2 + f^2}{2f} = 6,44 \text{ m,}$$

der Zentriwinkel des Normalschnitts: $\xi = 101^\circ 52'$, der Umfang des Normalschnitts = 11,45 m, die Stirnsehne in der Abwicklung:

$$2 OK = \sqrt{(10 \operatorname{tg} 30^\circ)^2 + 11,45^2} = 12,822 \text{ m}$$

und der Winkel dieser Stirnsehne mit der Normalen zur Zylinderaxe:

$$OKG = \varepsilon = 26^\circ 45'.$$

Theilt man die Stirnsehne in 23 gleiche Theile, so ist eine Schichtstärke in der inneren Laibung = 0,557 m, und die Breite der Brücke, in der Richtung der Zylinderaxe gemessen, ergibt sich bei Annahme von 7 Kämpfersteinen aus dem Dreieck KLF zu $KF = e = \frac{7 \cdot 0,557 \sin KLF}{\sin 25^\circ}$, was, da $\sphericalangle KLF = 91^\circ 45'$

ist, 9,224 m ergibt. Hieraus findet man die Breite der Brücke:

$$b = e \cos \alpha = 9,224 \cdot \cos 30^\circ = 7,988 \text{ m, also fast genau wie verlangt.}$$

Damit nun die Wölbsteine übereinstimmend werden, ist zunächst nur erforderlich, dass sie in der Abwicklung 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 Abwicklung Theile fortlaufender gerader Linien sein. Man wird sie also parallel den Stirnsehnen der Abwicklung ziehen. Dann bilden sie mit den Lagerfugen nicht genau rechte Winkel, sondern, wie vorhin schon erwähnt, solche von $91^\circ 45'$.

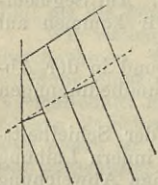
Will man an dieser Stelle rechte Winkel haben, so kann man, wie in Fig. 135 verzerzt gezeichnet ist, nur immer eine Ecke der betreffenden Steinabwicklung in die zur Stirnsehne parallele Linie legen, die Stossfuge aber senkrecht zur Lagerfuge ziehen; in Fig. 134 ist diese Anordnung gewählt. Die Abweichung von der vorher besprochenen ist aber in diesem Fall zu gering, um augenfällig zu sein.

Beide Lagen der Stossfugen haben den Uebelstand im Gefolge, dass die Stirnquader 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 Gewölbstein-Verbandes an die Kämpfersteine ist in dem hier dargestellten Gewölbe durch Einschaltung von halben und Dreiviertel-Steinen vermittelt.

Da die Lagerfugen-Teilung auf der Stirnsehne der Abwicklung eine gleichmässige ist, so ist sie dies nicht auf der Stirnlinie selbst. Die Ab-

Fig. 135.



¹⁾ Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 124.

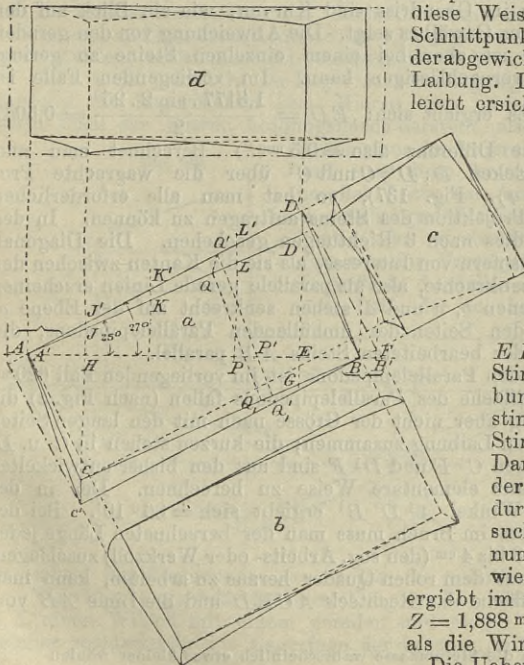
weichungen sind aber so gering und gehen allmählich in einander über, dass sie in der Ausführung kaum bemerkt werden dürften.

Um die Lagerfugen in der Gewölbstirn 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, $z = r \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \gamma_0$, also im vorliegenden Fall:

$$6,44 \cdot 0,5774 \cdot 0,4063 = 1,734 \text{ m.}$$

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 γ_0^1 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: $\frac{r}{\operatorname{tg} \gamma_0} = \frac{r^1}{\operatorname{tg} \gamma_0^1}$, wenn r^1 der Halbmesser der äusseren Wölbfläche ist, und $\operatorname{tg} \gamma_0^1 = \frac{r^1}{r} \operatorname{tg} \gamma_0$. Wir nehmen die Gewölbstärke $d = 0,6 \text{ m}$ an und finden: $\gamma_0^1 = 27^\circ$ (fast genau).

Fig. 136.

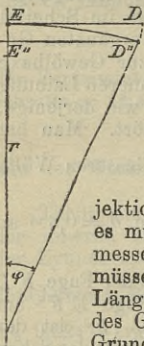


In Fig. 134 ist nun die der Fuge FL entsprechende äussere Fuge EF^1 auf diese Weise gezeichnet. F^1 ist der Schnittpunkt dieser Fuge mit der Sehne der abgewickelten Stirnlinie der äusseren Laibung. Letztere Sehne fällt aber, wie leicht ersichtlich, mit demjenigen der inneren Laibung, beziehungsweise 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, ergibt im vorliegenden Fall: $MN = Z = 1,888 \text{ m}$, also um $0,154 \text{ m}$ grösser als die Winkler'sche Formel.

Die Uebertragung der Fugen aus der Abwicklung 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 Gewölbstein 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 Parallelogramme 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 projizieren.

Fig. 137.



Das Parallelogramm der inneren abgewinkelten Laibung $ADBC$ ist ein Rechteck, dessen Lage man findet wenn man den mittleren Fugenwinkel (25°) bei A und B an AB anträgt. Das Parallelogramm der äusseren abgewinkelten Lagerfläche ist ein Rhomboid, welches sich ergibt wenn man in A und B den mittleren Fugenwinkel (27°) 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 projizieren sich rechtwinklig zu AB , der Richtung der Zylinderaxe. Genau genommen müssen nun aus den abgewinkelten Flächen $ADBC$ und $A^1D^1B^1C^1$ die Pro-

jektionen der entsprechenden Zylinderflächen abgeleitet werden, d. h. es müssen die Längen ED , Fig. 137, auf einen Kreis mit dem Halbmesser r aufgewickelt werden, also $ED'' = r \text{ arc } \varphi = ED$, 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 Gewölbsteins 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

$$AB = \frac{9,224}{7} = 1,3177^1) \quad \text{Es ergibt sich: } ED = \frac{1,8177 \cdot \sin 2 \cdot 25^\circ}{2} = 0,5047$$

und $E''D'' = 0,5042$, die Differenz also $= 0,5 \text{ mm.}^2)$ 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 Diagonalprojektion, 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 Parallelepipeds, die Ebene d ist der Diagonale des bearbeiteten Steins AB parallel.

Die Höhe des umhüllenden Parallelepipeds ist im vorliegenden Fall 620 m. Von den Kanten der Grundfläche des Parallelepipeds fallen (nach Fig. a) die 2 langen, zwar der Richtung aber nicht der Grösse nach mit den langen Seiten der Abwicklung 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 $A^1D^1B^1$ ergibt sich $= 86^\circ 10'$. Bei der Bestellung des rohen Quaders im Bruch muss man der berechneten Länge jeder Kante des Parallelepipeds 3 bis 4 cm (den sog. Arbeits- oder Werkzoll) zuschlagen.

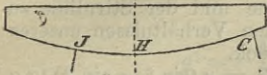
Um den Gewölbstein aus dem rohen Quader heraus zu arbeiten, kann man sich zunächst auf der Oberfläche das Rechteck $ACBD$ und die Linie AB vor-

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

Fig. 138.

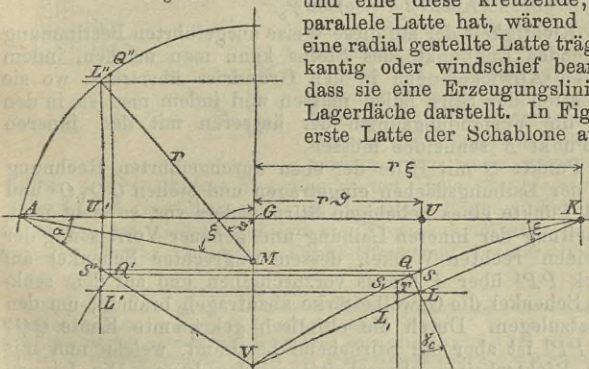


nach dem Halbmesser der innern Laibung herzustellen. Man bedient sich dazu symmetrischer segmentförmiger Schablonen, Fig. 138, deren obere Begrenzung der Sehne des Bogens parallel ist und deren Mitte auf der Linie *AB* stehen muss. Die Oberkanten der beiden kongruenten Schablonen, wenn sie in der beschriebenen 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 Zinklech 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.

Man kann nun mit Hilfe der auf der inneren Laibung senkrechten Kanten *AA'*, *BB'*, *CC'* und *DD'* 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'*, *KK'*, *LL'* 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

Fig. 139.



Halbmesser der inneren Laibung gekrümmte Latte und eine diese kreuzende, der Erzeugungslinie parallele Latte hat, während 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. 136 a würde z. B. die erste Latte der Schablone auf *CI*, die zweite auf

AB stehen, während die dritte *II'* anliegt. 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'*, *LL'*, *DD'*

an, sobald das Fortarbeiten des Steines ihr vollständiges Anliegen ermöglicht. Winkler¹⁾ giebt für die Herstellung der Lagerflächen eine „Bogensmiege“, 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 $\rho = r \sec^2 \gamma_c$. Beide Schenkel müssen, wenn sie nicht scharfkantig sind windschiefe Anlageflächen erhalten.

Die Stirnsteine sind in derselben Weise, wie die gewöhnlichen Gewölbesteine 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 $= r(\vartheta - \vartheta_1)$, $L_1 T = r(\vartheta - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varepsilon$,

$$TS_1 = S_1 L_1 - r(\vartheta - \vartheta_1) \operatorname{tg} \varepsilon,$$

$$\operatorname{tg} S_1 SL = \frac{r(\vartheta - \vartheta_1)}{SL - TS_1},$$

$$LQ = \frac{\sin S_1 SL \cdot SL}{\sin(\gamma_c + S_1 SL)}.$$

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 ergibt 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 Q, Q_1, Q^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 Gewölbesterke 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 Hilfe eines einfachen Richtscheites abgearbeitet werden kann. Die Längen $A^1 Q^1$ und $C^1 Q_1^1$ müssen dann bei genauer Arbeit mit den berechneten Maassen überein stimmen.

Sicherer ist aber, die Längen $AQ, A^1 Q^1$ usw. auf den Kanten der nach den obigen Regeln abgearbeiteten Lagerflächen aufzutragen, die Stirnfugen Q, Q^1 und Q_1, Q_1^1 vorzureissen und danach die Stirnebene abzuarbeiten. Da die Krümmung der Lagerfugen überall gleich ist kann man für sämtliche 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: $\rho = r \operatorname{cosec}^2 \gamma_c$ und der der äusseren Laibung:

$$\rho^1 = r^1 \operatorname{cosec}^2 \gamma_c^1 (1 = r^1 + \cot^2 \gamma_c^1).$$

Da $\cot \gamma_c^1 = \frac{r}{r^1} \cot \gamma$, so ist:

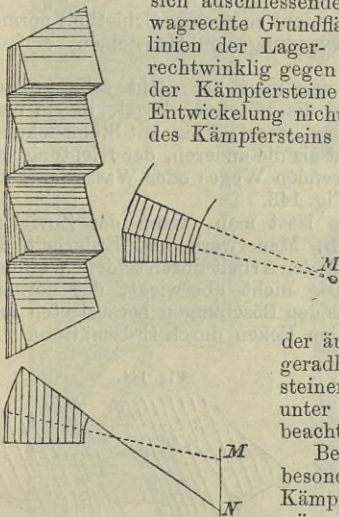
$$\rho^1 = r^1 \left[1 + \left(\frac{r}{r^1} \right)^2 \cot^2 \gamma_c \right] = r^1 + \frac{r^2}{r^1} \cot^2 \gamma_c,$$

oder da: $\cot^2 \gamma_c = \frac{\rho}{r} - 1$ ist,

$$\rho^1 = r^1 + \frac{r^2}{r^1} \left(\frac{\rho}{r} - 1 \right) = r^1 + \frac{\rho r}{r^1} - \frac{r^2}{r^1}. \quad 2)$$

Die Kämpfersteine haben bei voll halbzyklindrischen 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 ausschliessenden, 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 Entwicklung 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 Abwicklung 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 ergibt 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 grösser als ρ .

Theoretisch nicht ohne Interesse ist die Entwicklung 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 ergibt für den Kleinstwerth von ρ^1 : $d = 7,33$ 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.



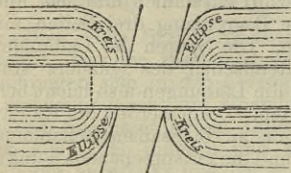
d. Aushilfsmittel zur Vermeidung schiefer Gewölbe.

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.

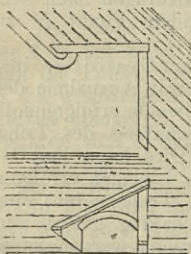


Fig. 142.

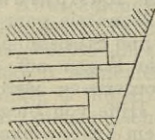
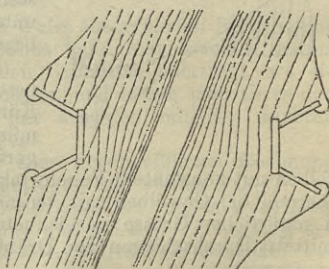


Fig. 144.

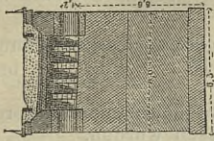


Hierbei ergibt sich entweder, wie in Fig. 144 links angedeutet ist, ein Banket über der Bauwerkstirn, oder, wie rechts, eine windschiefe Böschung.

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 $64^{\circ} 57' 50''$) hat jeder Ring die für ein Gleise ausreichende Breite von 3,95 m. Je spitzer die Kreuzung wird, um so schmaler werden die Ringe.

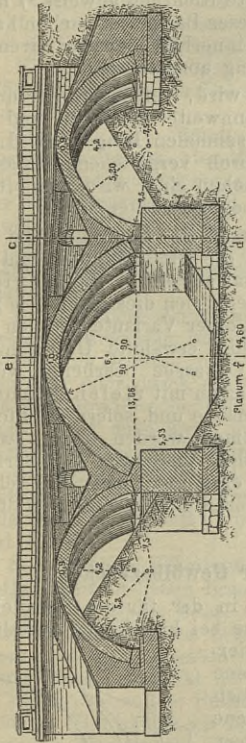
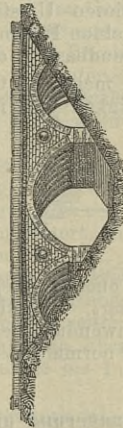


Fig. 147-149.

Fig. 146.



Fig. 150.



Viel unter 1 m mit der Breite der Ringe hinab zu gehen, empfiehlt sich nicht, wiewohl noch schmalere Ausführungen vorkommen.

Mit 1 m breiten Ringen ist die Ueberbrückung des Untergrabens eines Walzwerks bei Spillenberg in der Linie Rütten-scheid-Steale 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 0,84 m 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

¹⁾ Centr. Bl. d. Bauv. 1882, S. 82.

²⁾ Zeitschr. f. Hann. 1873, Sp. 435.

Kurve liegende Spreebrücke der Berliner Stadtbahn an der sog. Museumsinsel. Hier beträgt der Schnittwinkel der Axen in den beiden Oeffnungen bezw. $49^{\circ} 43'$ und $55^{\circ} 9'$. Die Ringe sind 1,62 bzw. 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 Kappengewölbe³⁾ 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.

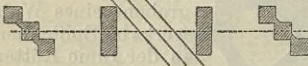
Wenn der Schnittwinkel der Axen sehr spitz wird, vertheuert der durch die Breite der Ringe bedingte Zuschlag zur Spannweite derselben und zur Widerlagerstärke das Bauwerk. Auch werden bei schmalen Ringen die Lehbögen theuer. In diesen Umständen, welche durch vergleichende Kostenanschläge in den einzelnen 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 Pfeiler-

stellung 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) abgegliche 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.

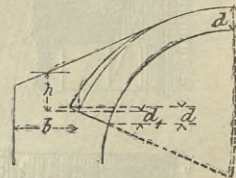
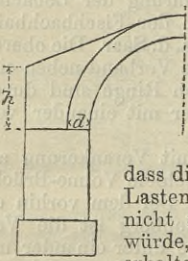


Fig. 153.

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.

Heinzerling¹⁾ 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-Koeffizienten 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 Norderbele 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 Gewölbelaubung 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 Öffnungen. 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 $\frac{1}{2}$ 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-Brücke²⁾ „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 trocken 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 Öffnungen 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. 154⁴⁾, 155⁵⁾ u. 156⁶⁾, 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. 87/88).

⁴⁾ Brücke von Berdonlet. 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. 157¹⁾ stellt die Brücke des Andelys über die Seine dar, bei welcher die Entlastungsräume durch Kreuzgewölbe überdeckt sind.

Die Brücke über die Mayenne bei Monfleurs 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.

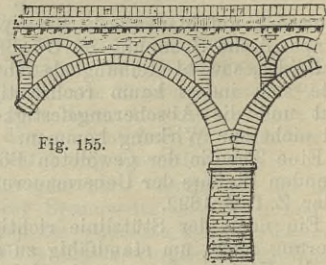
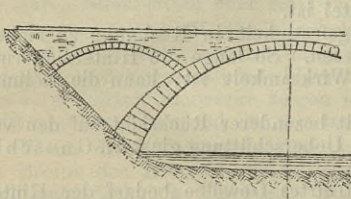


Fig. 155.

Fig. 156.

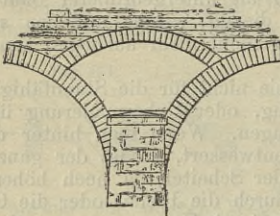


Fig. 157.

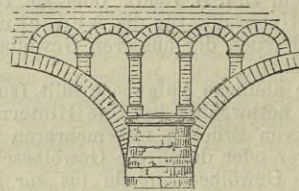
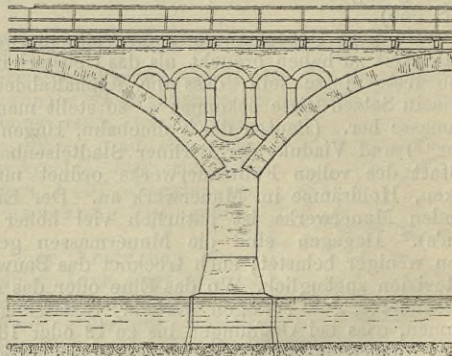
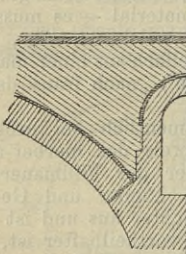


Fig. 159.

Fig. 158.



In neuester Zeit sind mit den Hauptgewölben gleich gerichtete Entlastungsgewölbe bei dem Spree-Viadukt der Berliner Stadteisenbahn (Öffnungsweite 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, 161¹⁾ 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.

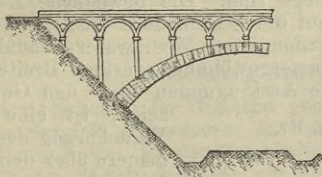


Fig. 161.

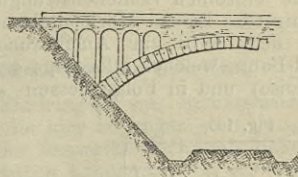


Fig. 162.

Drac-Brücke bei Claix.

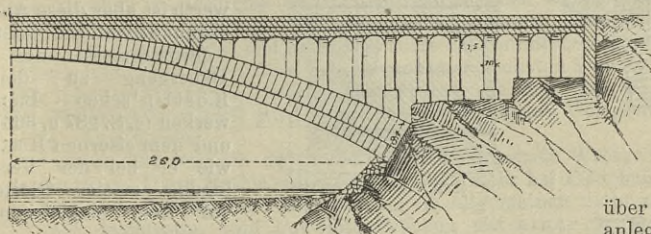
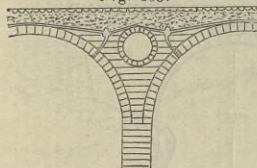


Fig. 163.



Eine geringe Abwandlung ist es nur, wenn man statt der quer gestellten Mauern und Tonnengewölbe ganze hohle Zylinder über den Pfeilern anlegt, 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.

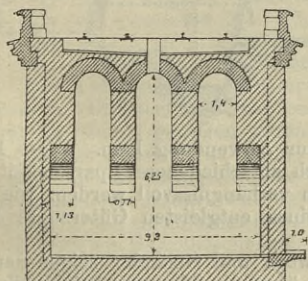
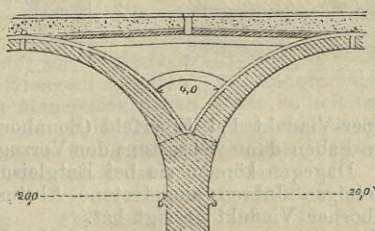


Fig. 164.



Bei der Anordnung von Längsmauern muss man vorsichtig verfahren, um nicht durch den Horizontalschub der kleinen Tonnengewölbe, die bereits in

¹⁾ Nach Rzihä.

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

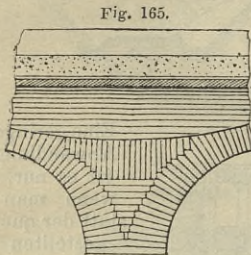


Fig. 165.

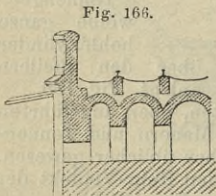


Fig. 166.

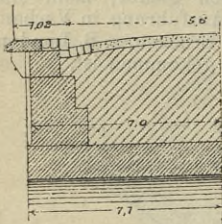


Fig. 168.

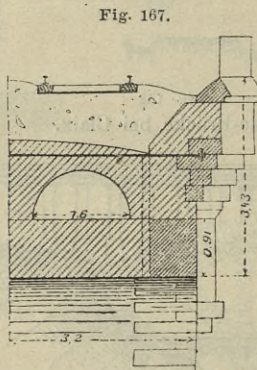


Fig. 167.

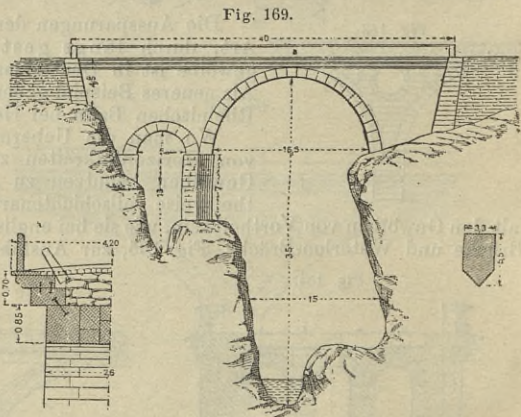


Fig. 169.

zeigt, ist eine Quer-Verankerung der Stirnmauern über den Scheiteln der Länge nach gestellten Tonnengewölbe eingelegt. Fig. 167. Nachahmensewerth 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

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.

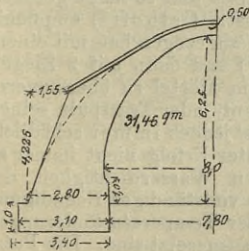
Dem Schutze der Gewölbe gegen Eindringen von Sickerwasser ist die grösste Sorgfalt zuzuwenden, da Fehler, die hier begangen sind, grosse Uebelstände und Kosten bei der Unterhaltung der Bauwerke nach sich ziehen, ja den frühzeitigen Verfall derselben zur Folge haben können.

Bei Strassenbrücken kann man den grössten Theil des Regenwassers auf der Oberfläche abführen. Die neueren Pflastermethoden: Steinwürfel mit vergossenen Fugen, Asphalt auf Betonunterlage und Holzpfaster 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 schrieb³⁾ für die Abdeckungen (hintermauerter) Einzelöffnungen das Gefälle 1:3 vor. Die Normalien der hannoverschen Eisenbahn schrieben 1:4 vor. Gewölbe-

Fig. 170.



querschnitte, 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 Ziegelfachschichten 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.

Die Abführung des Wassers hinter die Widerlager hat sich aber auch bei grösseren Brücken mit mehreren 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 Längsgefälle 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 Ausparungen 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 Ziegelflachsichten, 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 Ziegelflachsicht 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 Flachsicht 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 Ziegelflachsichten-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 $\frac{1}{4}$ Theil hydraulischen Kalk) hergestellt und so lange genässt, oder nass erhalten werden, bis er vollständig erhärtet ist. Osthoff³⁾ empfiehlt zu diesem Zweck, die Zementmörtelschicht, nachdem sie angezogen hat, mit einem Brei aus reinem Zement und Wasser zu übergießen⁴⁾ und dann mit 2 Ziegelflachsichten 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 Trassmörtels⁵⁾, 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	$\frac{1}{2}$ Th. Kalkteig.
1 "	" 8 "	" 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 zieht 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 Asphaltplatten⁵⁾ besteht aus Asphalt-schichten 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 aufeinandergeklebt, 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 Asphaltfilzplatten⁶⁾ 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. Bauw. 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.)

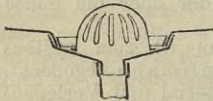
Ein Abdeckungsmaterial, welchem die Verwaltungen, die es angewendet haben, unbedingte Zuverlässigkeit nachrühmen, welches aber seiner grossen Kostspieligkeit wegen bisher wenig Verbreitung gefunden hat, sind Bleiplatten (oder Bleiblech). Sie sind unter andern bei folgenden Bauwerken der Rheinischen Bahn verwendet: Viadukt zu Ehrenbreitstein, Fluthöffnungen der Rheinbrücke bei Rheinhausen, grössere Chaussee-Unterführung unter Bahnhof Speldorf. Das Blei ist 2 mm stark (doppelt raffiniertes, 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, gesiebttem, feinkörnigem Kies von höchstens Erbsengrösse (Asphaltkies).

Besonders wichtig sind die Anschlüsse der Asphaltfilzlage an die Stirnmauern und etwaigen metallnen Entwässerungsröhre. 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, 293, 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.

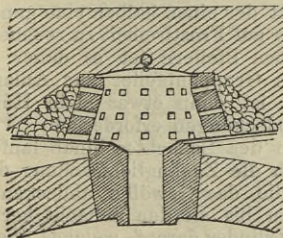
Die erste Bedingung wird durch Anwendung durchlässigen Ueberschüttungsmaterials erfüllt. Man sollte, wenigstens bei grösseren Brücken, nicht vor den Kosten zurück schrecken, den ganzen Raum über den Gewölben mit durchaus reinem, sehr grobem Kies oder mit Steinschlag auszufüllen.

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 durchlöchernte 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 Senkbrunnen²⁾ 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

Fig. 172.



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 (bzw. 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.

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 skizzierte 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).

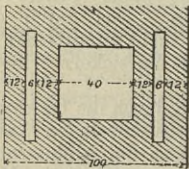
material als Einsteigeschacht zugänglich ist, gestattet durch Einführung von Dampf oder Eintreiben eines Meissels in die Sickerschlitze die gefrorne Kiesschicht zu durchbrechen.

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 skizzierte Anordnung, bei welcher, nebenbei bemerkt, abgesehen von dem Deckel des Schachtes, Metall vermieden ist, kann bei tiefer liegenden Durchführungen der Entwässerungen 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 ver-

Fig. 173.



hältnissmässig 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 vorthellhaft, 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.

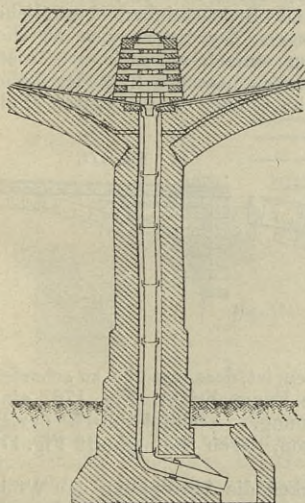
Will man nun das Wasser an den Wänden des Schachtes hinab laufen lassen, so ist die weitere Lösung, namentlich auch die Zugänglichmachung des Schachtes von oben leicht. Man führt einfach die das Gewölbe abdeckende Flachschiene nebst Asphaltfilzlage von allen Seiten bis an den Schacht heran und mauert 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) ergibt 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 $0,4\text{ m}$ im Quadrat weiten Schacht ist ein $0,3\text{ m}$ lichtweites Thonrohr durch ausgekragte Untermauerung der Muffen frei aufgehängt, so dass es rings von

Fig. 174.



einer gegen Frost schützenden Luftschicht umgeben ist. Der Schacht ist mit einer durchlochten Granitplatte abgedeckt, durch deren Oeffnung die Asphaltfilzlage trichterförmig mit etwa $0,2\text{ m}$ 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 $0,5\text{ m}$ 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 $0,15\text{ m}$ 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.

Die Ueberschüttung ist durchweg mit ganz grobem und reinem Kies von durchschnittlich Hühnergrösse und in der obersten $0,3\text{ m}$ 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 mehreren Oeffnungen?“ zu der Schlussfolgerung:

1. „Die Wasserabführung von den Gewölben der Brücken mit mehreren 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 auf 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.⁴⁾

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.

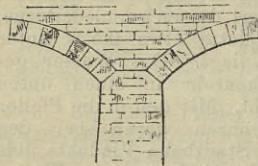
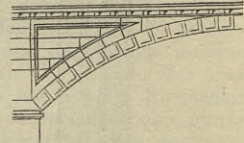


Fig. 176.



Fig. 177.



Die einfachste Art, dem Uebelstande abzuwehren, 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 gefülligen 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

Fig. 178.

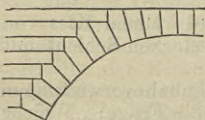
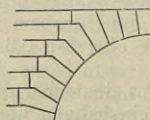


Fig. 179.



Wölbsteine ein vortretendes Archivolten-Gesims (Nydeck-Br. in Bern, Handbuch d. Ing. Wissensch. II. 1. Taf. XXIII).

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

⁴⁾ 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 vorgeückt.

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.

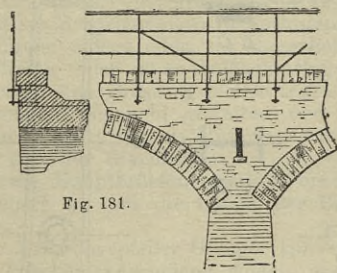
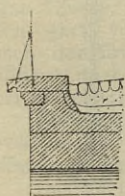


Fig. 181.

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.

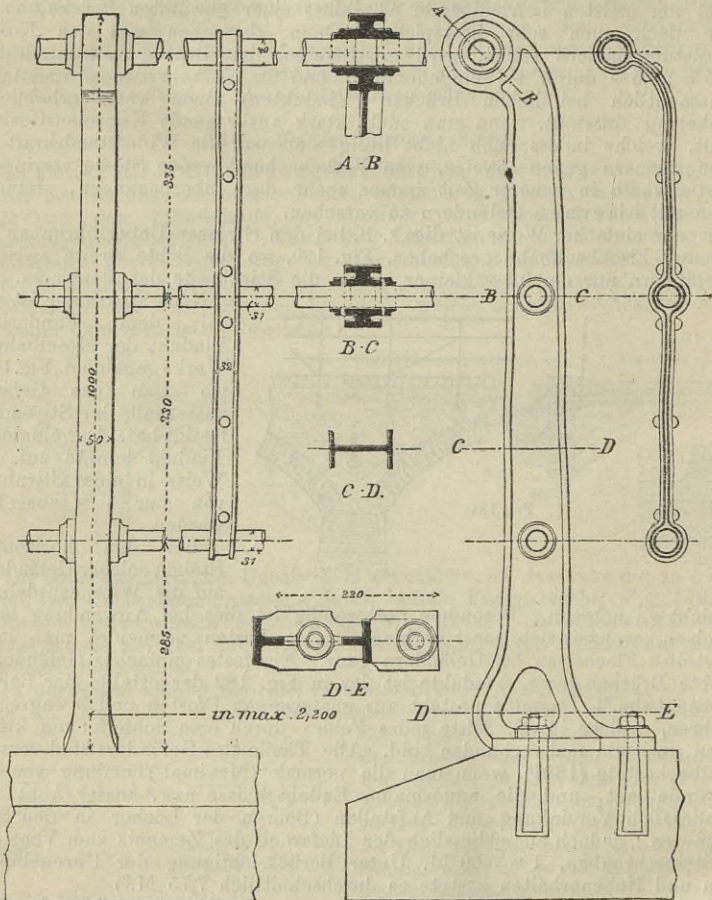
²⁾ Z. f. B. 1884 Bl. 1.

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 anzulegen. 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 Schlitz getrennte Mauerpfeiler statt, welche die Deckplatten oder die aus Ziegel-Flach- und Röllschichten 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, denselben eine Lisene anlegt oder bei eigentlichen Brücken auf den Vorkopf eine Lisene, Halbsäule oder einen halbhochrechten 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 günstigsten.

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 Schmiedeeisen der Fall. Dies eignet sich besonders zu Stabgeländern und zur Herstellung gitterartiger Füllungen zwischen gusseisernen oder schmiedeeisernen Pfosten. Reich ornamentirte schmiedeeiserne 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 Fug-eisen 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 zusammenhängendes 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 $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{10}$ 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.

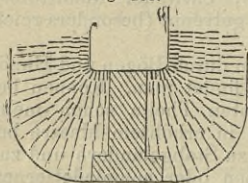
Ueber die Herstellung der Fahrbahn haben wir dem in der Einleitung usw. Gesagten wenig hinzu zu fügen. Auf Strassenbrücken wird man die Fusswege und den Fahrweg so wasserundurchlässig herstellen, wie die vorhandenen Geldmittel es nur gestatten.

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

Fig. 183.



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 \perp förmige massive Mauerkörper, wodurch man der bei den \perp 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.

Bei der in den Jahren 1864/65 ausgeführten Herrichtung des eingleisigen Wupper-Viadukts der Bergisch-Märkischen Bahn bei Sonnborn, unweit Elberfeld (6 Öffnungen, 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 Langschwelen auf dem Mauerwerk befestigt, welcher die hölzernen Querschwelen der Gleise aufnahm.

Im Jahre 1875 schlug Köstlin¹⁾ 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 Langschwelen befestigt werden. Letztere nehmen die beiderseits über das Mauerwerk vorragenden hölzernen Querschwelen 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 Ersparnis soll auf der schweizerischen Bahn 34⁰/₀ betragen.

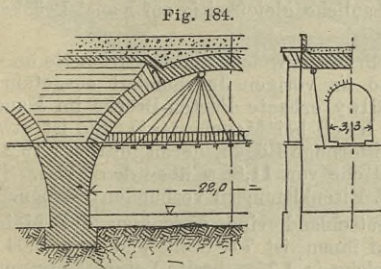
In derselben Weise, 2 m breit, wurde das Widerlager der sehr schiefen (34⁰ 44¹ Schnittwinkel) eisernen Brücke über den Triestingbach in einem Fabrikanschluss-Gleis für Pferdebetrieb bei der Station Triestinghof der niederösterreichischen Südwestbahnen hergestellt.³⁾

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 Bullay⁴⁾ wurde eine Entwurfsskizze in Massivbau (mit Kreuzgewölben aufgestellt. Von der Durchführung dieses Gedankens musste aber der zu hohen Kosten wegen, Abstand genommen werden.

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 Öffnungen, 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 Gürtelbahn⁶⁾ 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.

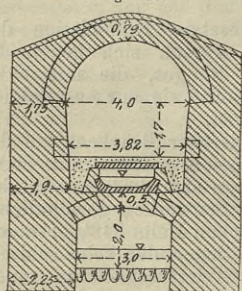
⁵⁾ Morandière.

⁶⁾ Ann. des p. et ch.

Worts, als bei ihr wenigstens Fusswege durch Durchbrechungen der Eisenbahn-Viadukt Pfeiler geleitet sind.

Bei vielen Brücken oder Viadukten dient die höher liegende Bahn einem Wasserlauf. So bei dem der Römerzeit entstammenden Pont du Gard bei Nîmes 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

Fig. 185.



der 5,07 m betragenden Gesamtbreite 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 Abbildung¹⁾ nach welcher der Viadukt geradezu als ein Wunder von Kühnheit erschien, durch Welkners Aufnahme²⁾ als eine Fabel erwiesen. Da die spitzbogig überwölbten Oeffnungen schmäler sind als die Pfeiler, macht der Viadukt den Eindruck einer durchbrochenen Mauer.

Mehrstöckige Unterführungen sind nicht selten. Ein interessantes Beispiel ist eine Unterführung von Bach, Mülhgraben 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-Brücken⁴⁾ 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 Ersparnisrücksichten 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 Öffnungen 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.

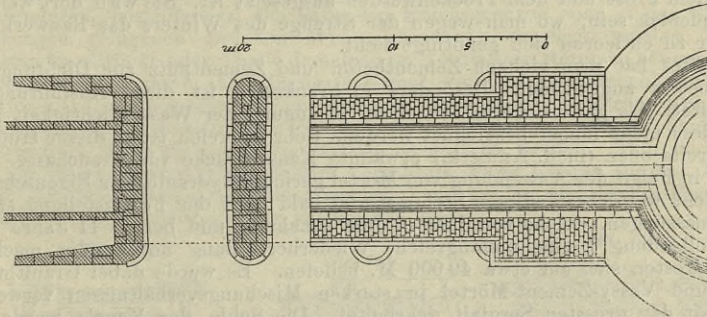


Fig. 187.

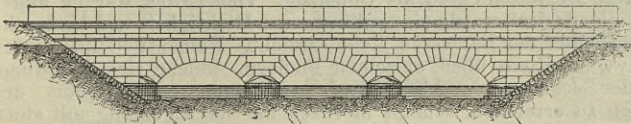
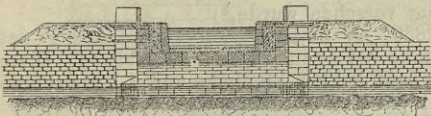


Fig. 188.



Als Gewölbeform ist für Kanal-Brücken der Halbkreis vorteilhafter als ein gedrückter Bogen, und wenn letzterer

nicht zu umgehen ist, ein Korbogen vorteilhafter als ein Kreissegment.

Die Ausführung des Unterbaues muss eine ganz besonders sorgfältige sein. Dies bezieht sich schon auf die Wahl des Stein-

materials, 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 Unzuverlässigkeiten 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 Bewässerungskanals 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 Kanalbrücke 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 wasser- und durchlässig 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 Gesamtstärke 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 Vollendung²⁾ 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, vollkommene 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 bzw. 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 Dammfäze 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.

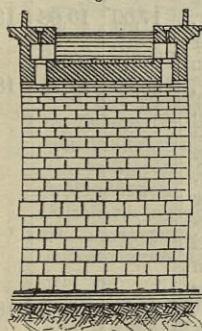


Fig. 190.

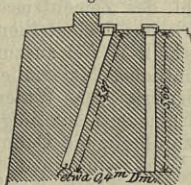
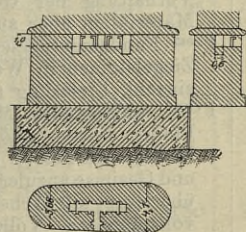


Fig. 191.



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 Kriegsfall der Viadukt auf mindesten 60 m Länge müsse zerstört werden können. In der Gallerie sind Dammfäze zur Einlegung von Balken angelegt, behufs Erhöhung der Sprengwirkung. Die Gallerie ist aussen durch eine eiserne Thür verschlossen. In einem Böschungskegel des anschliessenden Damms 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 Einsteigenschacht 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. 14b 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 pälzischen 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 gültige 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 Geräte 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 sämtlicher 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 sämtlicher Materialien	24,50	15,00	18,76
6.	1 cbm Gewölbemauerwerk aus besten Klinkern in Wasserkalk-Mörtel in tüchtigem regelrechten Verbands fugenfest auszuführen, einschl. Vorhaltung der Rüstungen und Lehrbögen, Aufstellen und Wiederabnehmen derselben, einschl. aller Materialien mit Ausnahme des Zementzusatzes	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 sämtlicher 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 $\frac{1}{2}$ 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 beispw. 120 M. Granitauflagersteine beispw. 140 bis 160 M.)	180,00	90,00	126,13
14.	1 qm Flachsicht 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 Gewölbstirnen) sowie auf 0,5 m Tiefe der Gewölbelaubung und der Seitenflächen der Pfeiler bis auf 2 cm auszuräumen, zu reinigen und zu nassen, 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 Gesimssplatten 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 ausschliesslich 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 einleisige und zweileisige zu unterscheiden sind) nach Einheitspreisen für 1^{qm} Ansichtsfäche, 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} Ansichtsfäche entnehmen will, angeben findet.

Dass die Beziehung der Kosten auf 1^{qm} der Ansichtsfäche 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} Ansichtsfäche ein. Es würde also besser sein, die Kosten auf 1^{qm} einer Längenschnittsfäche 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} Ansichtsfäche vergleichen wollen, unter Ansichtsfäche dasselbe verstehen. Dies ist leider nicht durchweg der Fall.

Wir nehmen die Begriffserklärung Lehwald's¹⁾ an, wiewohl sich vielleicht gegen ihre Zweckmässigkeit eine Einwendung machen liesse. Lehwald versteht unter „Ansichtsfäche“ 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} Ansichtsfäche der 2gleisigen, gewölbten Brücken der Bahn Nordhausen-Wetzlar berechnet. Wir geben die betreffende, der angeführten Zeitschrift entnommene Tabelle, nach der Höhe der Brücken geordnet, hier wieder:

Name des Bauwerks	Länge m	Grösste Höhe m	Oeff- nungen		Inhalt der Ansichtsf. qm.	Kosten im Ganzen M.	Kosten		
			Zahl	Weite			f. 1 ^{qm} . Ansichtsf.	f. 1 lfd. m	f. 1 ^{cbm} . Mauer- werk
1. Piefte-Brücke . .	14,54	8,5	1	10	127	17 021	134	1170,7	22,3
2. Beise-Brücke II .	39,4	13,84	1	11	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	11	339	63 395	184	1670	35,4
6. Chausseeunterföhrung. m. 3 ^m w. Durchlass	39,1	17,5	1	11	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	10,5	521	80 200	154	1724,8	28,85
9. Beise-Brücke IV . .	53	24	1	16	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 XX des 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.				Abmessungen						Material	Quelle der Angaben	
		in Ganzen	f. 1 ffd. m	f. 1 qm Ansicht ²⁾	f. 1 cbm Mauerwerk	Länge m	grösste Höhe m	Anzahl Öffnungen	Ansichtsfläche qm	Inhalt des Mauerwerks cbm	f. 1 qm Ansicht ³⁾			f. 1 cbm Mauerwerk
1 Ruhr-Viadukt der Rhein-Eisenbahn b. Herdecke	1875, 8	750 000	2400	94	34	313	30,45	12	20	7986	22 000	2,75	Sandstein	Z. f. Bank, 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 Solcmy (Bourbonnais)	—	208 204	1426	105	—	146,4	27	9	12	—	—	—	Kalkbruchstein	Nouv. ann. 1874
A. Zweigleisige 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, 1857
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	8983	2,28	—	Nouv. ann. 1857

1) In unserer Quelle wird die Ansichtsfläche des Viadukts²⁾ bis zur Fundamentsohle³⁾ gerechnet und ohne Abzug der Öffnungen⁴⁾ zu 9740 qm und werden demgemäss die Kosten f. 1 qm Ansichtfläche zu 77 M. angesetzt. Die betr. Zahlen der Tabelle sind durch Berechnen der Ansichtfläche (nach dem Lehwald'schen Begriff) aus der Zeichnung unserer Quelle ermittelt.

2) Die Ansichtfläche: 5737 qm, ist durch Division der in den Nouv. ann. angegebenen Kosten f. 1 qm in die ebenda angegebenen Gesamt-Kosten gefunden. Eine Berechnung nach den dort mitgetheilten Zeichnungen ergab 6650 qm Ansichtfläche, was einen Einheitspreis von 65,5 M. f. 1 qm bedingen würde.

3) Angebillt 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 geeigneter Materialien erbaut war, stützte 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 80 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 Thalfäche 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 multipliziert.

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 Gesamtlänge 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 Gesamtkosten 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	Gesamtkosten 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	41	8710	7,05	61406	773 332	12,6	gegen 1847	A. B. Z. 1862. Morandière. Debauve.
2. Viadukt von Chastellux	20	2056	6,75	13378	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. 1833.
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 Glasse . . .	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	Stirn-breite 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 Montfours	153,8	7,1	14,2	16010	107 789	6,74	} Nouv. ann. 1832.
2. Jouanne-Brücke bei St. Ceneré	26,48	6,88	9,41	1714	13 590	7,93	
3. Vicoin-Brücke bei Rôgèreau	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 den Gesamtunterhalt einer Bahnlinie	f. 1 laufenden Meter die Unterhaltung des Unterbaues einer Bahnlinie	f. 1 laufenden Meter Oeffnung M.
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

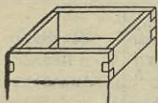
Hochfluthen, Erdbeben, Zerstörungen durch Krieg oder Verbrechen, sowie von der Abnutzung durch den Verkehr, absieht, auf 2 Veranlassungen zurück geführt werden: den Einfluss der Witterung (Nässe und Frost) und Fehler beim Bau, sei es im Entwurf oder in der Ausführung.

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 Ausbildungswege 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.

Röder¹⁾ setzte die obere Pfeilerstärke: $b = 0,54 + 0,2h$ Meter, vernachlässigte also die Öffnungsweite, was nicht zu rechtfertigen ist und legte ein Hauptgewicht auf die Pfeilerhöhe h , was nur etwa für senkrecht aufgemauerte Pfeiler zutreffen würde.

Becker²⁾ schlug vor: $b = 0,762 + 0,147h \sqrt{\frac{l^3}{h}}$, 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 ergibt, passt selbstredend für manche Beispiele, ergibt 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 Fränkel³⁾ 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 Formel⁴⁾: $b = 1,5 + \frac{l^2}{2000}$ 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 zu 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 Fränkel⁵⁾ von einer guten Formel für die obere Pfeilerstärke die Form: $b = a + \beta l + \gamma l^2 + \delta v h_1 l$ 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 Koeffizienten α , β und γ sämmtlich positiv gewählt werden. Denn da das Gewicht des eisernen Ueberbaues von Eisenbahnbrücken für die Spannweite: $l = ml + n l^2$ gesetzt werden kann, erscheint eine ähnliche Form für den Ausdruck der Pfeilerstärke nicht unbegründet. Wenn freilich Fränkel seine Koeffizienten so bestimmt, dass $b = 0,26 + 0,061l - 0,00058l^2 + 0,0009v h_1 l$ 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 $h_1 = 0$ bei $l =$ etwa 110 wieder $= 0$ 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 Koeffizienten einer Anzahl neuerer Ausführungen entsprechend zu bestimmen, führt zu der Erkenntniss, dass der Einfluss der ersten Potenz von l bei weitem den der zweiten überwiegt. 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 Weiss¹⁾ 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 $l \leq 50$ m und: $b = 2 + 0,01 l$ für $l > 50$ 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 Koeffizienten 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 kontinuierlichen Trägern eine geringere Pfeilerbreite beanspruchen als bei Einzelträgern.

Setzt man:

$$b = 1 + 0,0125 l \dots \dots \dots (1)$$

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		Veröffentlichung der Brücke
		ausgeführt	nach Formel (1)	
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 m. Sie würde erst bei $l = 400$ mit jener zusammen treffen.

Eine zweite Abstufung der Formel, nämlich der Ausdruck:

$$b = 1 + 0,025 l \dots \dots \dots (2)$$

lässt sich durch folgende neuere Beispiele belegen:

¹⁾ Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure, 1880. S. 179.

Name der Brücke	l	b		Veröffentlichung der Brücke
		ausge- führt	nach Formel (2)	
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 Uferpfeiler der Sprebrücke der Berliner Stadtbahn bei Bellevue (schief 45°)	25,36	1,5	1,63	A. B. Z. 1879.
Eingl. Eisenbahnbrücke über die Ems bei Weener (grosse Oeffnungen) . .	26,46	1,6	1,66	Z. f. B. 1884.
Strassenbrücke der Avenue Girard in Philadelphia	50,125	2,253	2,125	Z. f. Bauk. 1884.
Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Aussig	60,03	2,7	2,5	Comolli.
Eisenbahnbrücke über den Monongahela bei Pittsburg	74,0	3,0	2,85	A. B. Z. 1874.
Hölz. Eisenbahnbrücke, System M. Callum über den Delaware	80,36	2,87	3,01	Engg. 1880 II.
Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen	82	2,75	3,05	Z. f. B. 1862. D. Bztg. 1877. S. 146.
Eisenbahnbrücke über die Wolga bei Syzran	101,11	3,6	3,53	Engg. 1880. II.
	112	3,86	3,80	

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:

$$b = 1 + 0,035 l \dots \dots \dots (3)$$

welche sich durch folgende Tabelle belegen lässt:

Name der Brücke	l	b		Veröffentlichung der Brücke
		ausge- führt	nach Formel (3)	
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° 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° 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 Kulenburg	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:

$$b = 1 + 0,05 l \dots \dots \dots (4)$$

annähernd gegeben wird, oder noch über der durch diese Gleichung bestimmten Linie liegt.

Wir stellen einzelne dieser Brücken zusammen:

Name der Brücke.	l	b		Veröffentlichung der Brücke
		ausge- führt	nach Formel (4)	
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-Brücke b. 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 Weiss¹⁾ 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 kg³⁾ 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

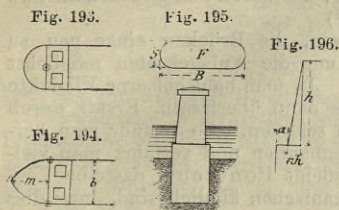
¹⁾ Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1880. S. 180.

²⁾ Z. B. Mosel-Brücke bei Eller (zweiggl. Stütz m. 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:



a) bei zweigleisigen Brückenpfeilern:

$$F = 20 + 0,8 l \text{ und } \frac{B}{S} = 4,$$

b) bei eingeleisigen 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 eingeleisig. 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 ausgeschlossen³⁾ 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. Bank. 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 Umfang 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 Pontzen³⁾ 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 Winkler⁴⁾ 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 schadhafte war, dass sie nur mit grossen Kosten erhalten werden konnte.⁶⁾

Die hölzernen, zweigleisigen, etwa 7,2 m über Nullwasser hohen Donau-Brücken 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 n. 63.

10) Z. f. B. 1859 S. 37.

Eine im Jahre 1869 erbaute, ganz im Trocknen liegende Fussgänger-Brücke der Berliner Verbindungsbahn 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 ⁰ / ₀)	nach 23 Jahren	(1842)	beseitigt,
14 "	(27 ⁰ / ₀)	"	31 "	(1850) "
17 "	(33 ⁰ / ₀)	"	45 "	(1864) "
7 "	(13 ⁰ / ₀)	"	56 "	(1875) "
<u>42</u> "	<u>(81⁰/₀)</u>	"	<u>56</u> "	während noch 10 Träger oder

19⁰/₀ 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.

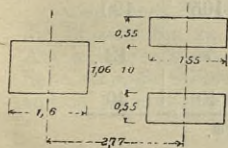
Zu dem Entwurf einer hölzernen Brücke sind zunächst die Grundlagen für die statische Berechnung zu beschaffen. Dahin gehört in erster Linie das Gewicht des Holzes. Beachtet man, dass für den Brückenbau von den Nadelhölzern die Fichte, Kiefer, Lärche und Tanne, von den Laubhölzern fast nur die Eiche und 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 Balkenbrücken, 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 kg¹⁾

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 ansahnweise 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 endgültigen und 120 bis 130 kg in zeitweiligen Bauwerken angenommen, ohne einen Unterschied zwischen Zug und Druck sowie zwischen den durch ruhende und bewegliche Last hervorgerufenen Spannungen zu machen.²⁾ Es ist jedoch zu beachten, dass die Festigkeit des Holzes auf Zug und Druck nicht gleich ist. Winkler³⁾ nimmt daher für solche Theile, die auf Biegung in Anspruch genommen werden, einen Koeffizienten für Biegezugfestigkeit 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 hervorgerufene spezifische Spannung, m einen die Stösse und die wiederholte Inanspruchnahme berücksichtigenden Koeffizienten 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 Zeitweilige Bauwerke			
	Nadel- Holz	Eichen- Holz	Nadel- Holz	Eichen- Holz
Zugfestigkeit	105	120	120	140
Druckfestigkeit	70	80	80	95
Biegezugfestigkeit für den rechteckigen und kreis- förmigen 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-Koeffizienten, bei Holz gegen Zerknicken passend $\frac{1}{10}$, 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):

$$\text{den kreisförmigen mit dem Durchmesser } d: \quad p = 5800 \frac{d^4}{l^2}$$

$$\text{für den rechteckigen:} \quad p = 9870 \frac{bh^3}{l^2}$$

$$\text{und für den quadratischen:} \quad p = 9870 \frac{b^4}{l^2}$$

Nimmt man die zulässige Druckanspruchnahme = 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 Einzelheiten 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⁾ Lavoinnie 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 m²⁾ tritt in Hochwasser-Höhe ein zweites wagrechtes Zangenpaar hinzu.

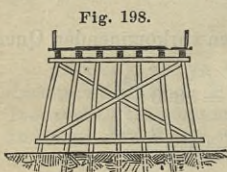


Fig. 198.

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 $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ der Gesamtlänge erreicht.⁵⁾ Bei niedrigen und kurzen Jochen wird mehr das grosse, bei hohen und langen Jochen das kleinere Verhältnis zur Anwendung kommen.

Die Endpfähle des Joches rammt man, um die Steifigkeit quer zur Brücke zu erhöhen, geneigt gegen das Loth etwa 1:10 bis 1:8 ($\sphericalangle 50^{\circ}$ bis 70°).⁶⁾ 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. 199.

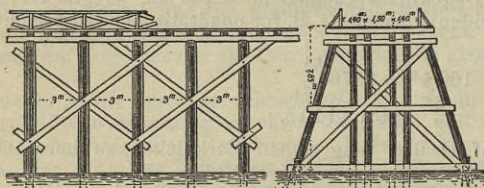


Fig. 200.

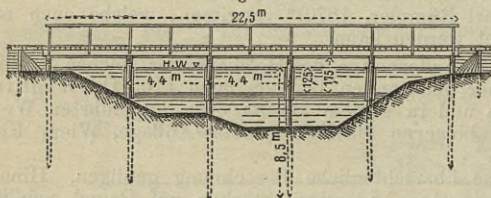


Fig. 201.

Die Pfähle greifen mit etwa 0,08 m langen Zapfen⁶⁾ 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. Ueberschnidungen 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 $\frac{1}{2}$ besser $\frac{1}{4}$ der Jochstärke zur Höhe haben.

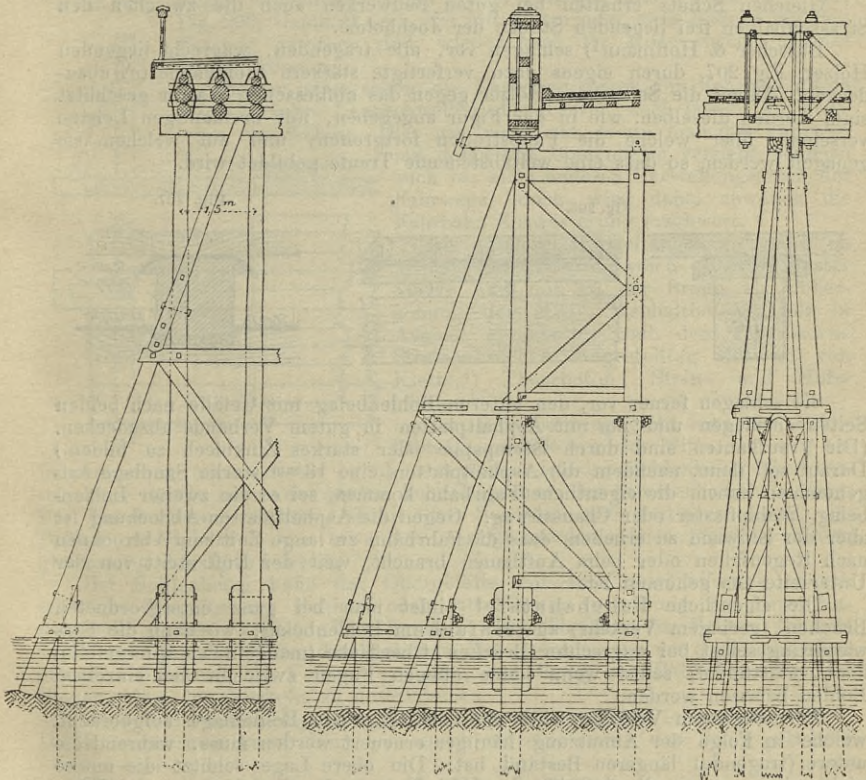
Da der obere Theil der Pfähle und besonders der Theil zwischen dem höchsten und niedrigsten Wasserstand sehr dem Verfaulen ausgesetzt ist, während man von dem immer vom Wasser bedeckten unteren Theil der Pfähle eine sehr lange Dauer erwarten kann, so empfiehlt es sich vom Sparsamkeits-Standpunkte aus, 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 Längsrichtung 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 Holmerder Joche die sogen. Strassenbalken aufgekämmt, am besten mit Kreuzkamm, welche, in der Längsrichtung der Brücke liegend, den quer zur Brückengerichteten 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 & Hoffmann¹⁾ 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.

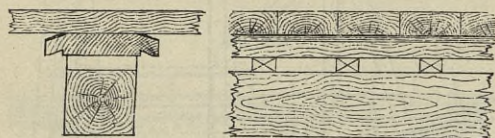
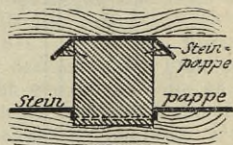


Fig. 207.



Sie schlagen ferner vor, den unteren Bohlenbelag mit Gefälle nach beiden Seiten anzulegen und ihn mit Asphaltplatten in gutem Verbinde 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 Chaussierung. 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 Eichenholz¹⁾ 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 2½ 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⁾

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 Langschweller 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 Fahrweges; 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

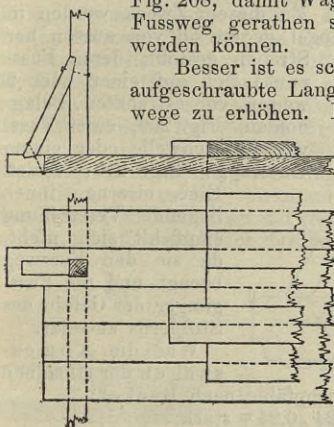
3) Centr. Bl. d. B. 1892, S. 37.

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 Zorreseisen mit Chaussierung) zu versehen.

6) Vergl. übrigens das Kapitel Strassenbau im Band 3 dieses Handb., wo die Fahrbahnkonstruktion speziell behandelt wird.

Fig. 208.



Löcher (welche man mit Blech ausbuchselt 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 Bauteile 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.

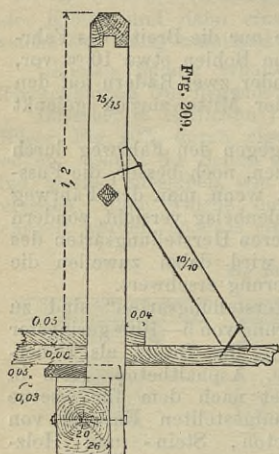
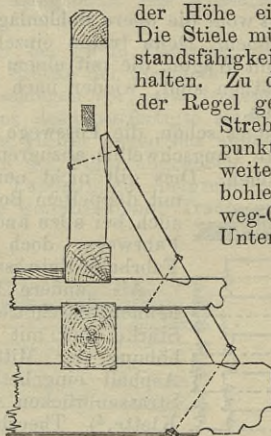


Fig. 210.



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-Querschelle 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 Gesamtlänge 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 $a = (10,6 + 1,94 l) \text{ cm.}$

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 Becker¹⁾ 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 Winkler¹⁾, 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 mitgeteilt 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 kontinuierliche 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

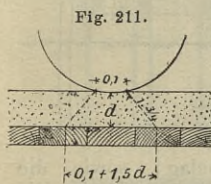


Fig. 211.

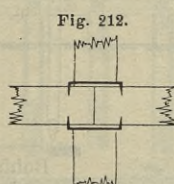


Fig. 212.

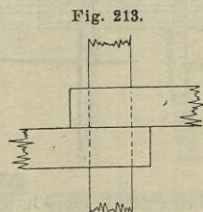


Fig. 213.

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.

Bei Beschotterung kann man (nach Winkler) das Rad auf ein 0,1 m langes Stück seiner Peripherie, Fig. 211, drückend und den Druck mit $\frac{3}{4}$ 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 Unterstüzung 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 Unterstüzung, stützt aber die Strassenbalken nicht mehr zentral. Diesen letzteren Fehler vermeidet die gerade Ueberblattung, Fig. 216.

Fig. 214.

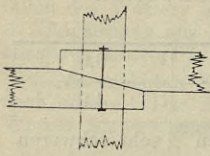


Fig. 215.

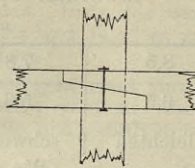


Fig. 216.

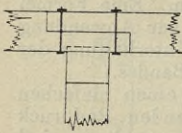
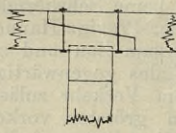


Fig. 217.



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.

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 Längsrichtung 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.

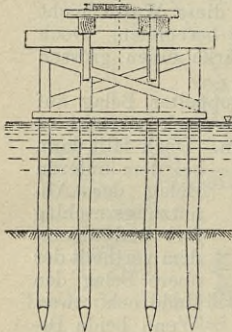


Fig. 219.

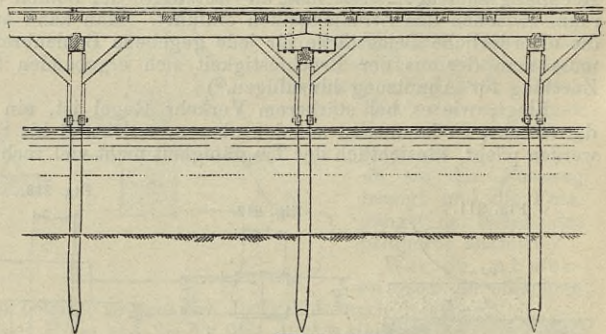


Fig. 220.

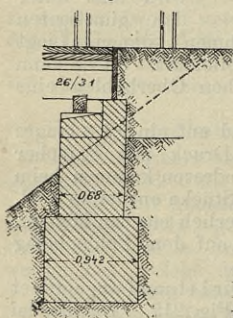
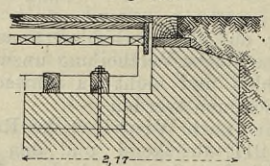


Fig. 221.



Bohlenbelag, sowie die senkrechten, durch die einfachen schrägen Ueberblattungen gezogenen Bolzen oder seitlichen Verklammerungen oder Verschienungen genügen werden.

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 gegengengelagte 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 Widerlagsmauern 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.

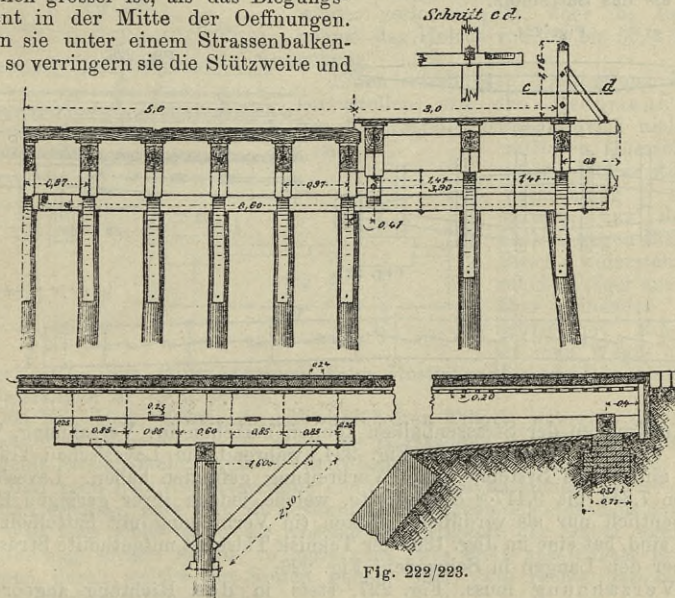
Die bohlwerkartigen Endjocher stellt man bisweilen etwas geneigt (lässt ihren Fuss nach dem Fluss zu vortreten). Empfehlenswerth ist es namentlich bei Flüssen mit stark wechselndem Wasserstand, sie mit Steinen zu hinterpacken.¹⁾

b. Verstärkungen der Balken.

Müssen die auf S. 393 angegebenen grössten Spannweiten für einfache Balken überschritten werden, so stehen zunächst folgende Hilfsmittel zur Verfügung:

Sattelhölzer,
Sattelhölzer mit Kopfbändern
Armirt Balken.

Sattelhölzer dienen, wenn die Strassenbalken ununterbrochen über die betreffende Stütze fortgehen, dazu, einen Theil des Stützen-Moments aufzunehmen, welches bei kontinuierlichen, überall gleich hoch gelagerten Trägern bekanntlich grösser ist, als das Biegemoment in der Mitte der Oeffnungen. Liegen sie unter einem Strassenbalkenstoss, so verringern sie die Stützweite und



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 Winkler¹⁾ = $\frac{1}{10}$ 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 Querholz²⁾. Die Ausladung der Kopfbänder darf nicht über $\frac{1}{5}$ 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.

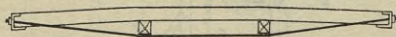


Fig. 225.



Fig. 226.

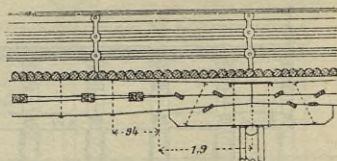
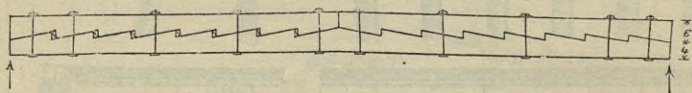


Fig. 227.



Die Armirungen der Strassenbalken können bestehen in: Verzahnung, Verdübelung, eisernen Zugstäben,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 Längen 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 Hirnhölzenden 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 Hirnhölzenden 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 ist¹⁾ gleich $\frac{1}{10}$ der Höhe des verzahnten Trägers, ihre Länge gleich $\frac{8}{10}$ 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 Zahlängen Abstand von einander zu setzen.

Man giebt den verzahnten Trägern eine Sprengung, welche, nach Breymann, $\frac{1}{60}$ 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 Entwicklung Winkler's³⁾ zu beachten, wonach der Pfeil der Sprengung:

$$y < 0,00020 \frac{l^2}{h} \text{ bis } 0,00027 \frac{l^2}{h}$$

sein muss, wenn die äusserste Faserspannung = 65 bis 90 kg, der Elastizitätsmodul = 110 000 kg/qcm angenommen wird und h die Gesamthöhe des verzahnten Trägers bedeutet. Setzt man hier beispielsweise: $h = \frac{1}{15}$ so ergibt 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.

Einen verzahnten Träger aus 5 Theilen herzustellen, wie ihn Breymann (Taf. 3, Fig. 3) darstellt, empfiehlt sich nicht, da im mittleren Querschnitt, wounen 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-

Fig. 228.

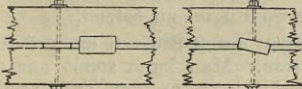


Fig. 229/230.

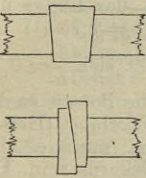
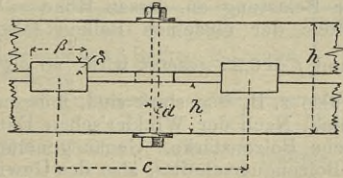


Fig. 231.



Unterführung der schmalspurigen Bahn Rostoken-Marksdorf in Oesterreich⁵⁾ (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 Träger⁶⁾ 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 $= \frac{1}{10}$ der Höhe der einzelnen Balken annehmen. Fig. 231.

Die Breite β der Dübel ist, wenn d die Höhe des Eingriffs in die Balken bedeutet, nicht unter $5d$ zu nehmen.¹⁾

Die Entfernung c muss bei normalen Dübeln mindestens $c = \beta + 9d$ oder, nach Vorstehendem, $c = 14d$, bei geneigten Dübeln $c = 9d$ sein,²⁾ damit kein Abscheren des Balkenholzes zwischen den Dübeln stattfindet.

Weiter ist die Entfernung c abhängig von der Druckfestigkeit des Holzes und von der durch die Bolzen hervor gebrachten Reibung.

Hierfür entwickelt Winkler³⁾ die Formel:

$$c = C \left(0,77 \frac{d}{h^1} + 7,54 m f \left(\frac{d}{b} \right)^2 \right) \frac{M}{Q},$$

worin m die Anzahl der auf einen Dübel entfallenden Bolzen, f den Reibungskoeffizienten, 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) $= 14d$ setzt. Nimmt man z. B. einen Träger aus 2 Balken mit gleichmässig verteilter Belastung an, dessen Höhe $= \frac{1}{12}$ der Länge und dessen Breite $= \frac{3}{4}$ der Höhe der einzelnen Balken (also $b = 0,75 h^1$) ist,

während $\frac{d}{h^1} = 0,1$, $m = 1$ und $f = 0,25$ gesetzt wird, so ergibt sich $\frac{d}{b} = 0,13$.

Wenn die einzelnen Balken also z. B. $\frac{24}{32}$ stark sind, müssen die Bolzen an den Trägerenden 31 mm stark sein. Nach der Winkler'schen Entwicklung (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 ergibt 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 $\frac{d}{h^1}$, 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 Klötzchen- 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 Lavoine & Pontzen I. Bl. 17.)

Neue Anschauungen über zusammengesetzte Balken haben eine Reihe von Zerbrechungsversuchen, welche in Wien im Jahre 1890 vorgenommen wurden, hervorgerufen. Prof. Forchheimer in Aachen hat dieselben in einem Aufsätze entwickelt¹⁾ 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 Klötzeltträger lassen sich herstellen, indem man die Einzelbalken glatt aufeinander legt und sie durch seitlich schräg eingeschlagene, eiserne Klammern verbindet,

Fig. 232.

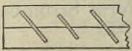


Abb. 232. Diese Balken werden wegen des bedeutenden Metallverbrauchs der Klammern nicht billiger als gleich starke Klötzeltträger, sind aber einfacher herzustellen.

Hinsichtlich der Grenzen, bis zu welchen verzahnte, verdübelte und Klötzelt Holzträger in den verschiedenen möglichen Anordnungen angewendet werden können, verweisen wir auf die Winkler'sche Tabelle, aus welcher wir nur die äussersten Grenzen hier anführen:

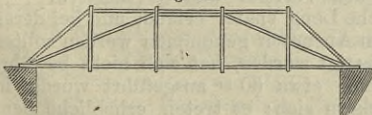
Bleibende Strassenbrücken	Maximalspannweite		
	leichte	schwere	sehr schwere
	W a g e n		
Verdübelte Träger mit 2 Balken . .	11,3	10,4	8,6
Klötzelt Holzträger mit 3 Balken, 2 Träger, Brücke 4 m breit	9,7	8,9	7,8

Zeitweilige Eisenbahnbrücken	Maximalspannweite			
	Hauptbahn	Normal-spürige Nebenbahn	1 m Spurw.	0,75 m Spurw.
Verdübelte Träger aus 4 Balken, 4 Träger	17,1	19,6	22,0	24,5
Klötzelt Holzträger 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 Strombau-direktor 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.

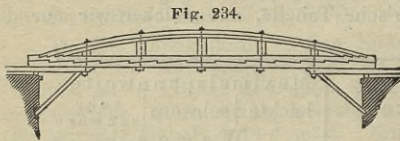


Fig. 234.

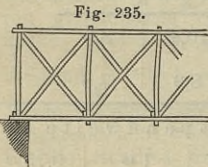


Fig. 235.

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) Fachwerkssystem. 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 versetzt 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 Holznägeln 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 kompliziert 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 einseitige (z. B. Kriegsbrücken) allenfalls noch jetzt angewendet

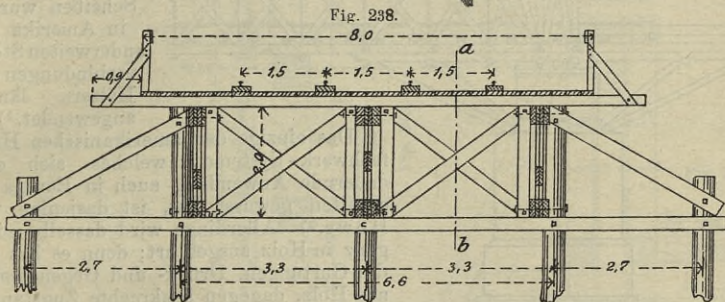
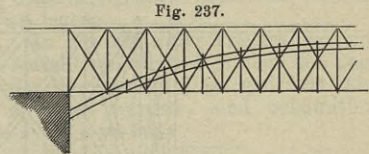
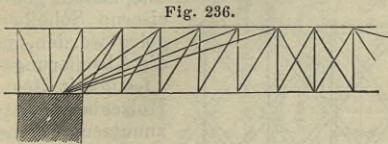
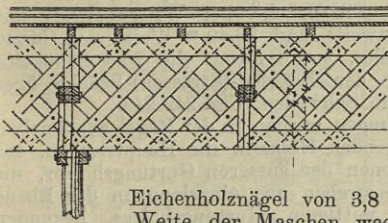


Fig. 239.



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 Bohlungurtungen 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 Spannweite³⁾ 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.

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 Guss-eisen-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

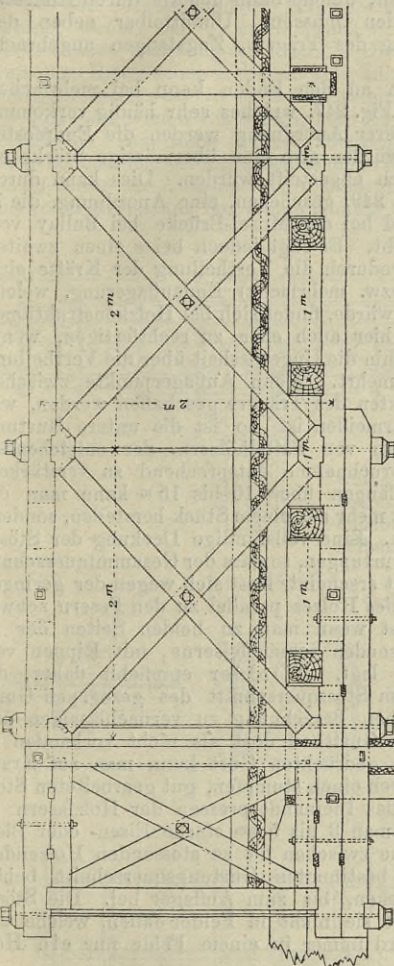


Fig. 242.

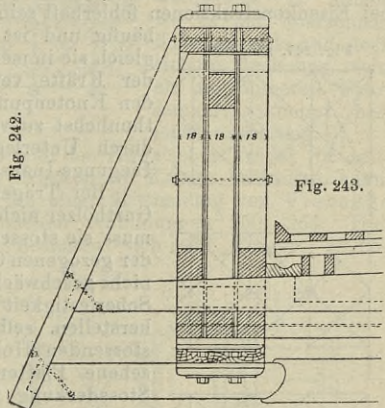


Fig. 243.

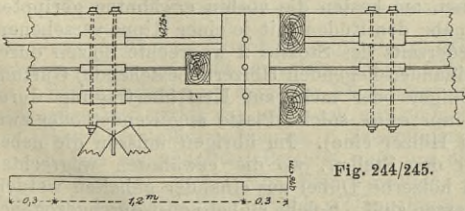


Fig. 244/245.

die Kräfte, welche diese Stäbe aufzunehmen haben, weit geringer als an den Trägenden. Man kann daher die Streben, welche sich in derselben Ebene liegend, kreuzen, mittels Ueberschneidung, welche, wenn es nöthig sein sollte, durch eiserne

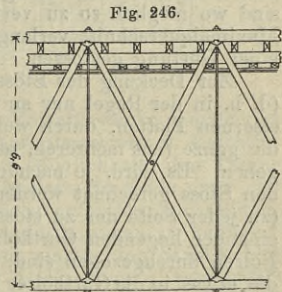


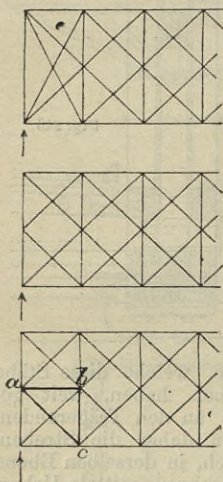
Fig. 246.

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 Abstände der Zugstangentheilung (nach der Längsrichtung 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 (bzw. mehrfache) Endauflagerung, welche bei Eisenkonstruktionen fehlerhaft sein würde, findet sich bei Holzkonstruktionen

Fig. 247, 248, 249.



häufig und ist hier auch eher zu rechtfertigen, wenn gleich 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.

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 Gesamtquerschnitt 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 schmiedeeiserne, 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-Biegemoments 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⁾

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. 250.

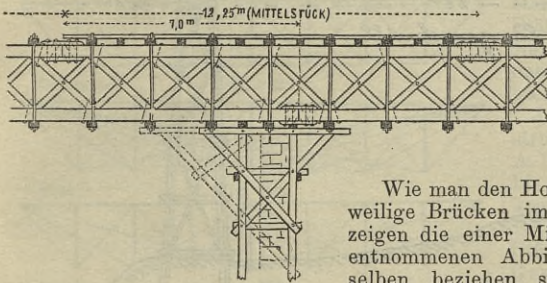


Fig. 252.

Fig. 253.

Querschnitte.

Fig. 254.

Fig. 251.

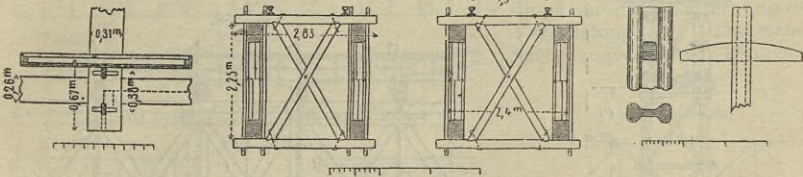
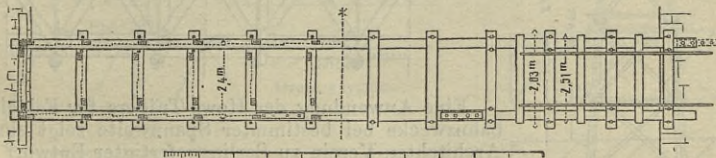


Fig. 255.



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.

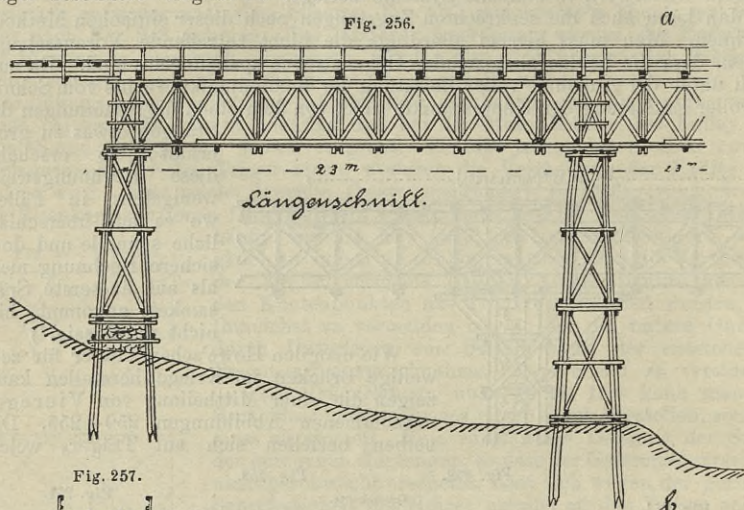


Fig. 257.

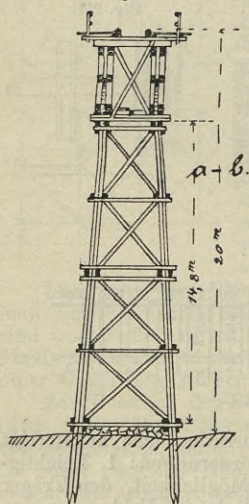
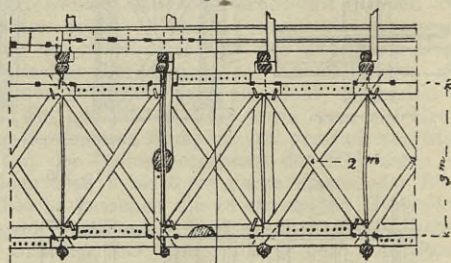


Fig. 258.



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.

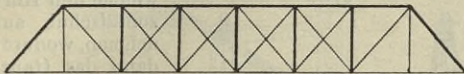
Aus seinem System entwickelten sich die von Murphy-Whipple und Post, deren letzteres sich vom ersteren nur dadurch unterscheidet, dass es Pfosten zeigt, welche nicht ganz senkrecht stehen, sondern mit ihrem oberen Ende etwas nach der Brückenmitte hin geneigt sind. Dies ist für die Erreichung eines möglichst 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.

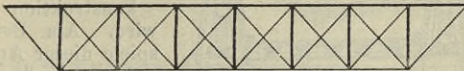
Post. Fig. 259.



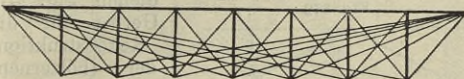
Pratt. Fig. 260.



Pratt. Fig. 261.



Bollmann. Fig. 262.



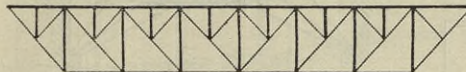
Fink. Fig. 263.



Petit. Fig. 264.



Petit. Fig. 265.



Linville. Fig. 266.

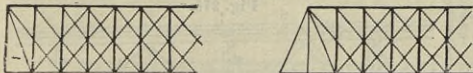
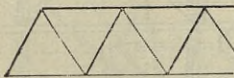
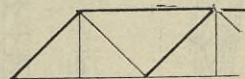


Fig. 267.

Einf.
Dreieckssystem.Dopp.
Dreieckssystem.Fig. 268.
Pennsylv.-Bahn.

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⁾

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, Ennsbrücke bei Besigheim, 1873 behufs

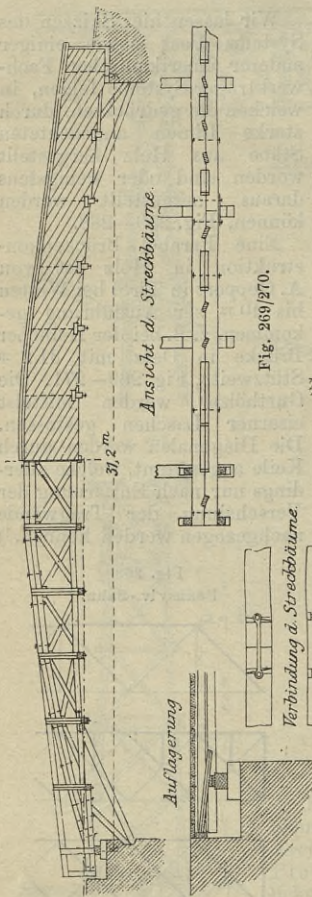


Fig. 269/270.

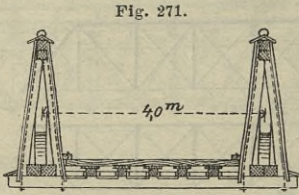


Fig. 271.

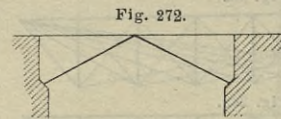


Fig. 272.

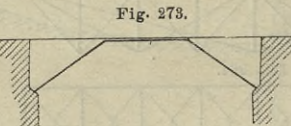


Fig. 273.

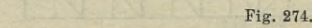


Fig. 274.

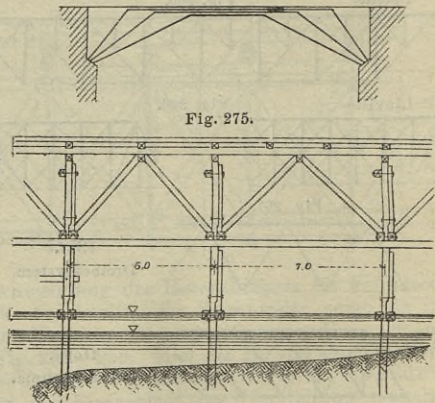


Fig. 275.

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.

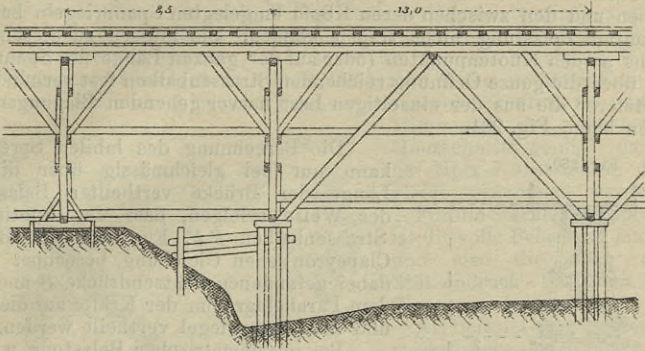


Fig. 277.

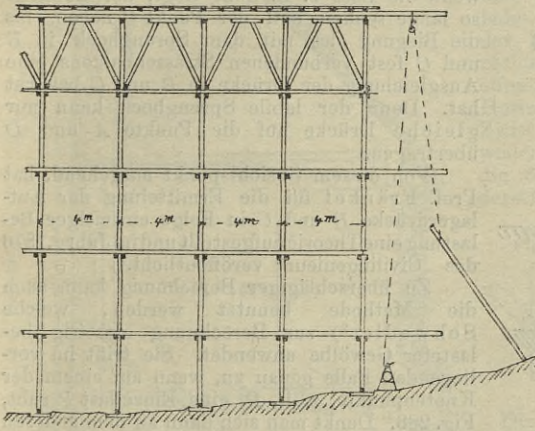


Fig. 278.

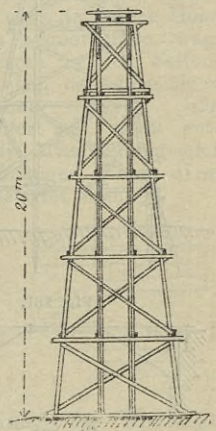
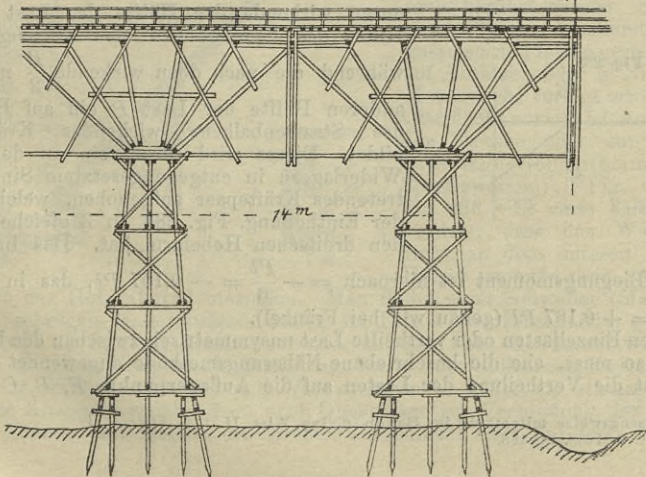


Fig. 279.



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 Biegemomente aufnehmen kann, Fig. 281.

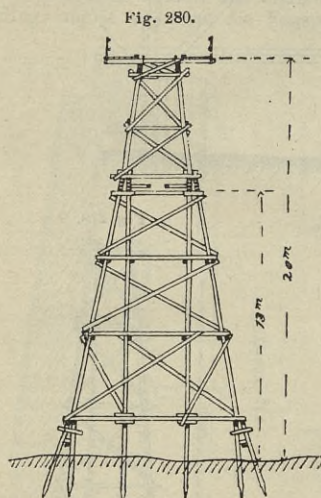


Fig. 280.

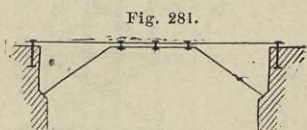


Fig. 281.

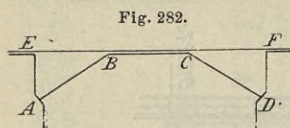


Fig. 282.

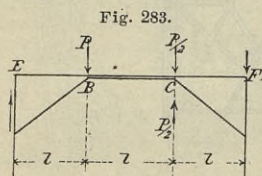


Fig. 283.

Die Berechnung des labilen Sprengwerks kann nur bei gleichmässig über die ganze Länge der Brücke vertheilter Belastung in der Weise erfolgen, dass der kontinuierliche 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 Ermittlung 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 Schwedler²⁾ 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 Endwiderlagern in entgegengesetztem Sinne auftretendes Kräftepaar aufgehoben, welches bei der Eintheilung, Fig. 283, in 3 gleiche Felder den dreifachen Hebelarm hat. Das in C auf-

tretende Biegemoment 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 Biegemomente des kontinuierlichen 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-

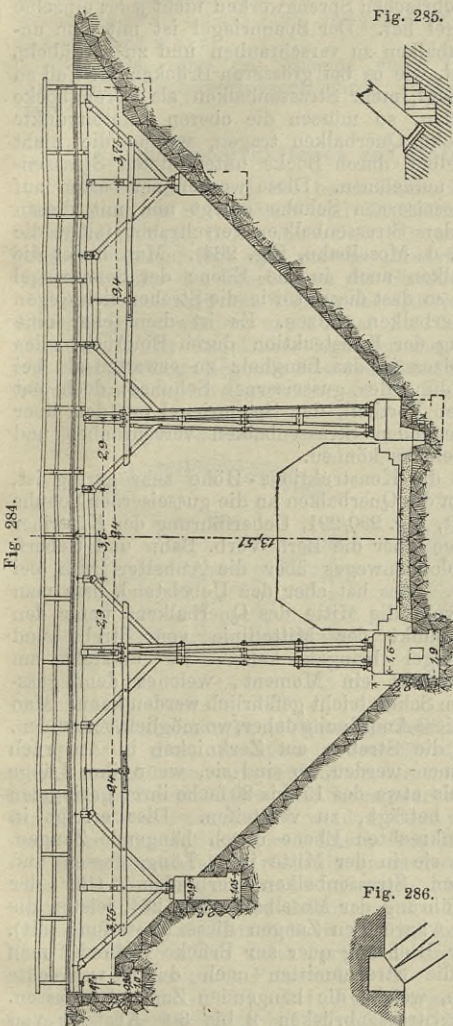
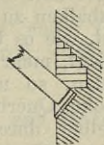


Fig. 284.

Fig. 285.



Querschnitts genügt, da derselbe bei Holz-Konstruktion durchweg gleich genommen werden muss.

Für die Stärken des Sprengbocks ist die volle Belastung massgebend und also die oben erwähnte Stützdruck-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.

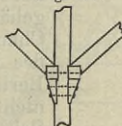


Fig. 288.

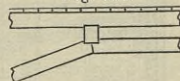
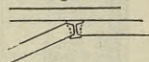


Fig. 289.



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) stemen. Gegen die Stiele der Joche oder hölzernen Zwischenpfeiler fallen die Streben entweder mit Versatzungen an, oder sie stützen sich auf versetzte Knaggen, welche dann noch Querhölzer zur Verbindung der Jochstiele tragen können, auf welche die Streben aufgeklaudet 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.

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 dass 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.

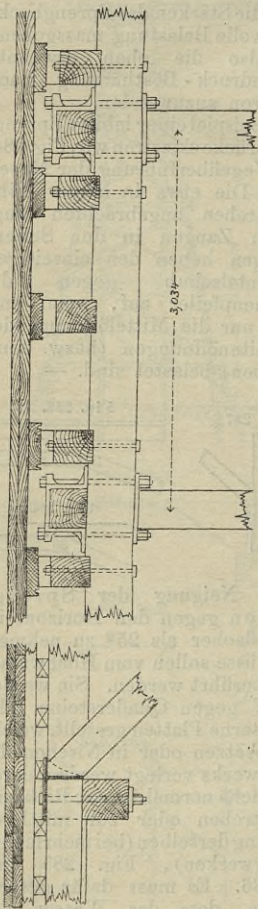
Die Sprengböcke erhalten bei Strassenbrücken 2 bis 3 m Abstand von einander, bei Eisenbahnbrücken 1,5 bis 2 m. Die Knotenpunkte pflegt man 3 bis 5 m von einander entfernt anzunehmen.¹⁾

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.

Fig. 290/291.



Das erstere kann geschehen, indem man nach Art der Klötzlbrücken, 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 Rziha²⁾ 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. 294.

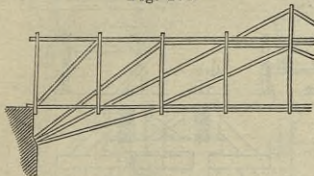
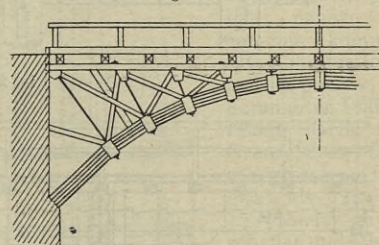


Fig. 293.



Bei Eisenbahnbrücken ruhen die Schienen entweder unmittelbar auf Querschwellen, die dann etwa in dem für das Gleis der freien Strecke vorgeschriebenen Abstände 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 kontinuierliche 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. 183. 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, beschützt 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 armierten Trägern der Fall, noch mehr bei den

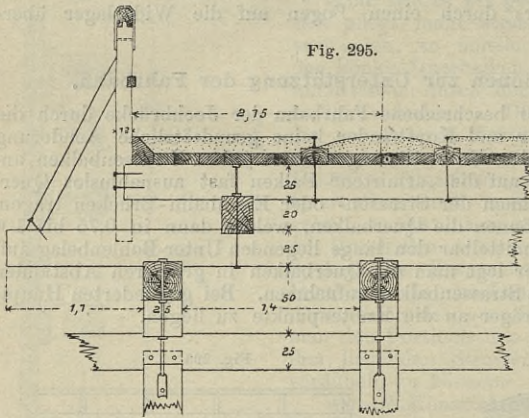
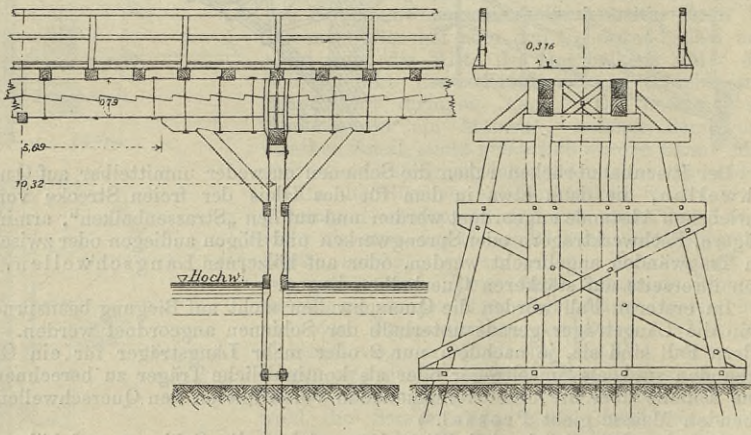


Fig. 295.

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.

Liegt die Fahrbahn in Höhe der unteren Hauptträger-Gurtung (oder etwa über dem untersten Balken eines Klötzelh Holz-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 auf 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 wag-

Fig. 299.

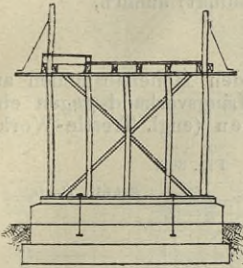


Fig. 300.

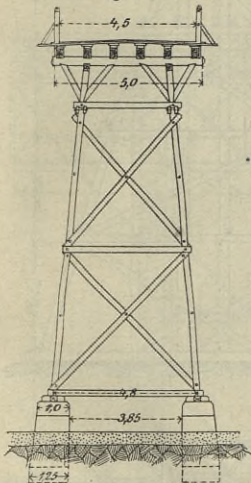
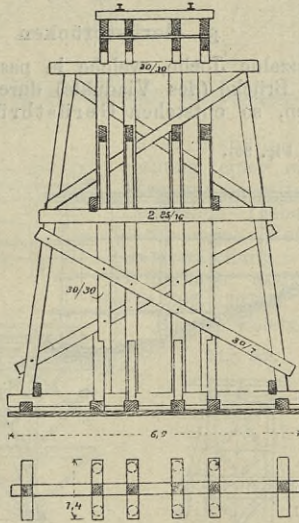


Fig. 298.



rechte 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 sämtlicher 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 Kon-

struktion von mehr als 8 bis 10 m frei stehender Höhe dürften also nicht vorkommen.

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 Unterstüttung 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 verbundene 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.

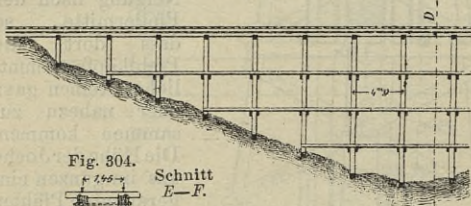


Fig. 302.

Schnitt C—D.

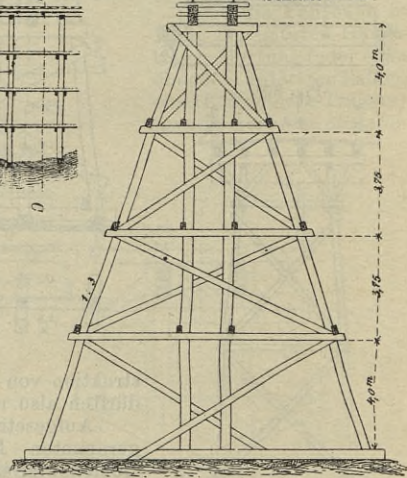


Fig. 304.

Schnitt E—F.

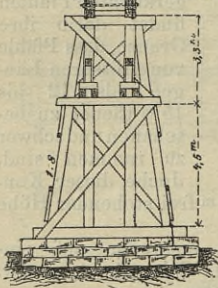
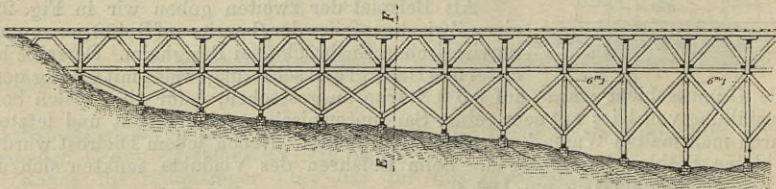


Fig. 303.



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.

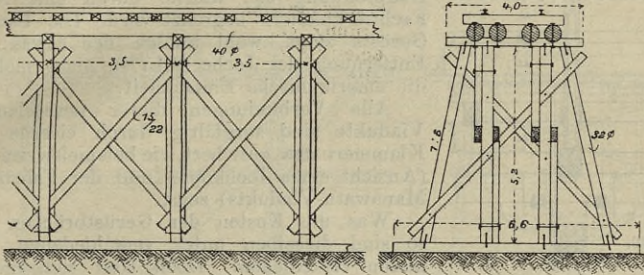


Fig. 307.

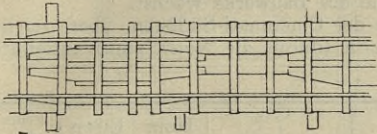
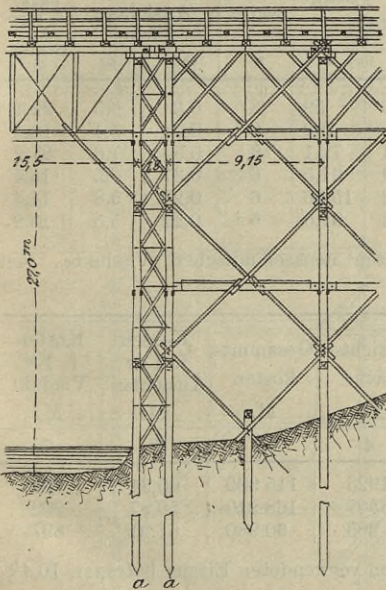


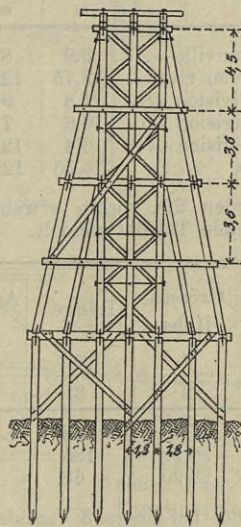
Fig. 308.



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

Fig. 309.



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⁾

Zeichnet sich dieser Viadukt durch seine Länge aus, so ist der 1875 er-

baute (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 Fachwerkfeilern begrenzt wird. Die Bauart des Gerüsts zeigt, wohl infolge der etwas grossen Entfernung der Joche (9,15 m), nicht mehr ganz die amerikanische Einfachheit.

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		Länge m	Stütz- weite m	Holz	Eisen	Preis des Ueber- baues f. 1 qm An- sichtsf. M.
	grösste m	ge- ringste m			f. 1 qm der Ansichts- fläche		
					cbm	kg	
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	Ansichts- fläche qm	Gesamt- kosten M.	Kosten f. 1 qm Ansichtsf. M.	Kosten f. 1 m Viadukt M.
1	2	3	4	5	6	7
Manawatu	27,00	148	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 Gesamtkosten.

Der 69 m hohe Portage-Viadukt hat 560 000 M. gekostet. Er enthielt 3390 cbm Holz und 60 t Eisen.

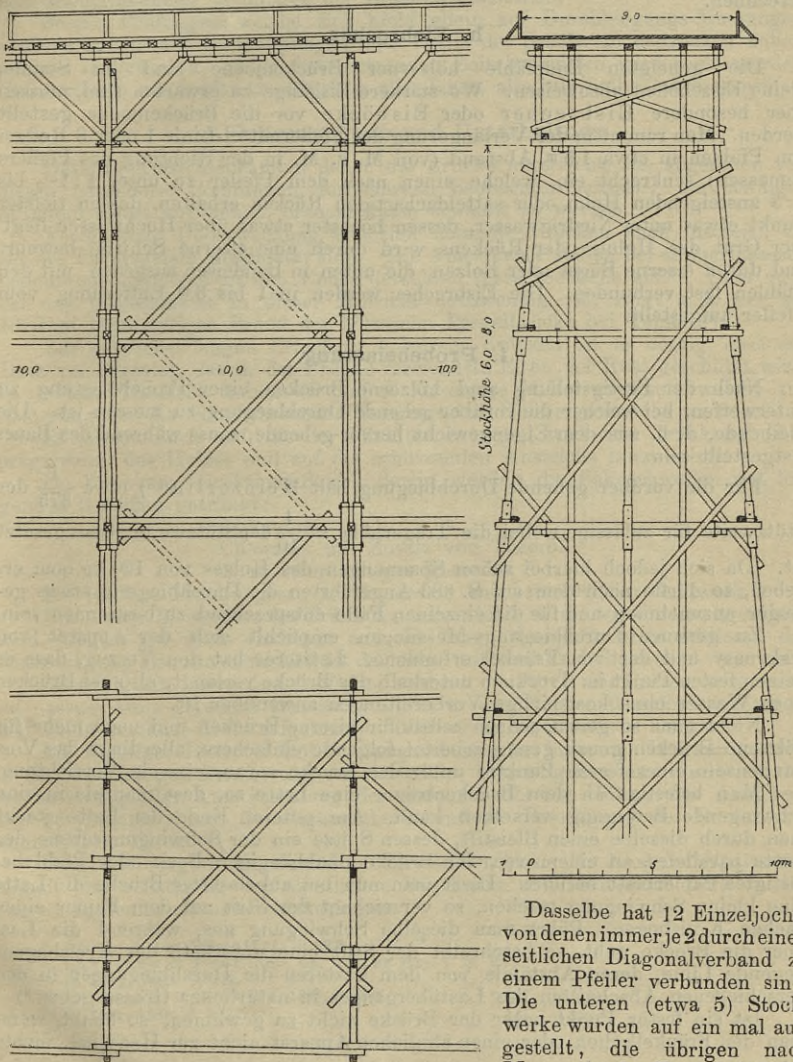
¹⁾ Nouv. ann. 1881. Sp. 150.

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 $0,63 \text{ cbm}$ 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 Öffnung 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 $25\text{--}30 \text{ cm}$, die Längsbäume, die wagrechten Verbindungshölzer und Sprengwerke 25 cm und die Windstreben $16\text{--}20 \text{ cm}$ stark

gehalten. Das Montirungsgerüst enthält rund 2000 ^{cbm} Holz. Die Höhe vom Wasserspiegel bis zur Schienenhöhe beträgt 86 m. Die zu montirende Halbparabelbrücke ist eingeleisig!).

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 Horizontal-schub 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 1:1½ 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. Probelastung.

Nach der Fertigstellung sind hölzerne Brücken einer Probelastung 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 Heinzerling²⁾ 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. Heinzerling¹⁾ 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 abzuhelpen, 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 Tapiaw.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 (Impregnirung) 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,
- Karbonsäurehaltiges 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 (Avenarius⁵⁾).

Anstrich mit Theer und Oelfarbe, schliesst 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 Auswechslung 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 sämmtlichen Bautheilen abfliessen kann, ohne in die Fugen, Zapfenlöcher usw. einzudringen

¹⁾ Handb. d. Ing. Wiss. II. 1. S. 337.

²⁾ Lavoigne 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.



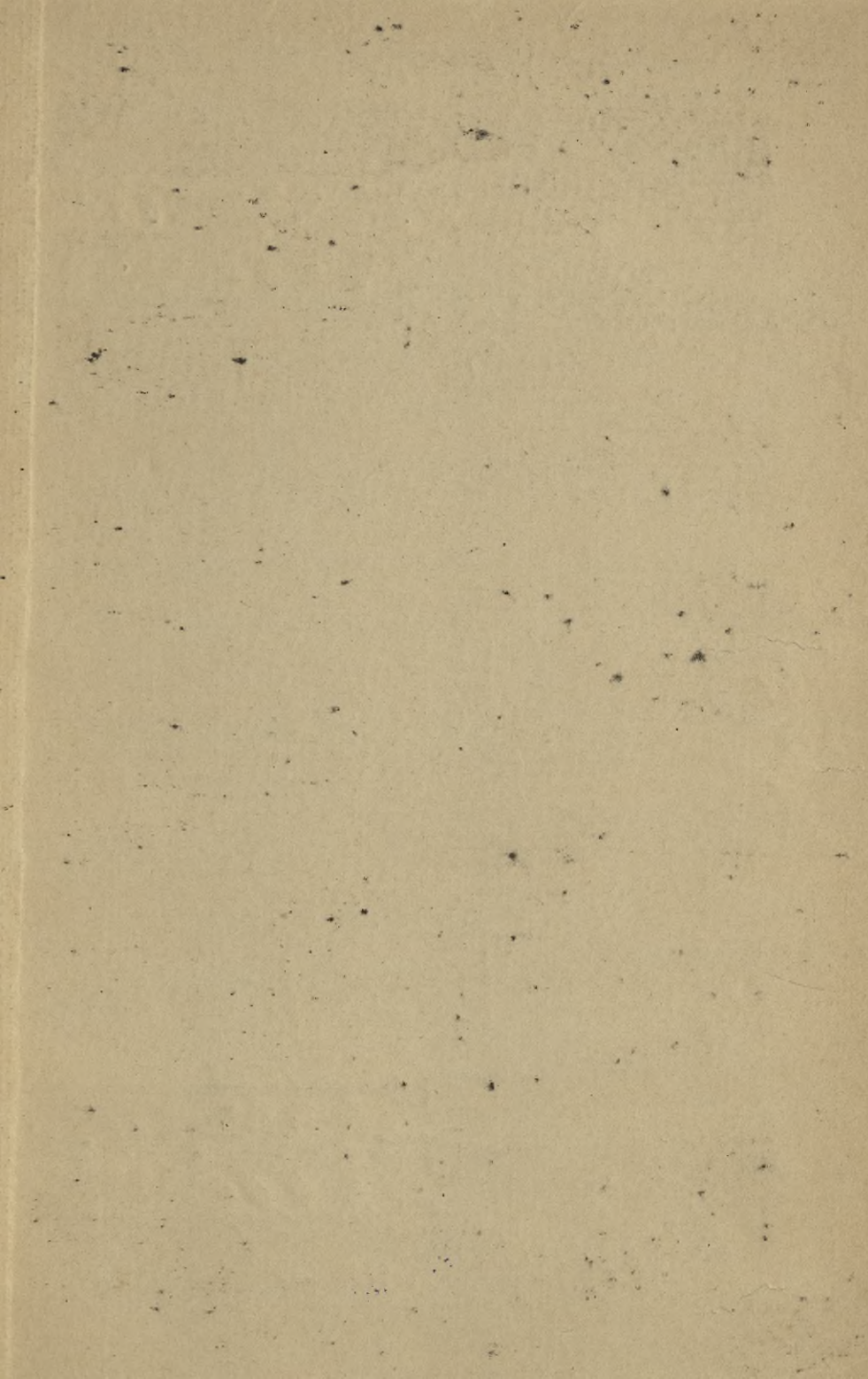
Wilhelm Greve's Buchdruckerei, Berlin SW.

KRAKÓW

16 S.

02-2

S-98



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-349558

L.

Druk. U. J. Zam. 356. 10,000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297361