

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

II

3455

L. inw.

H. Samann

Kulturtechnische Baukunde

Zweiter Band



Verlag von Paul Parey in Berlin

EIGENTUM

VON

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297671

0 07 0

Kulturtechnische Bankunde.

Von

H. Gamann,

Lehrer an der Wiesen- und Wegebauschule in Siegen.

Zweiter Band.

Grundbau. — Wasserbau. — Brückenbau. — Statik und
Festigkeitslehre.



Techn. Büro
Unger & Gauert
staatl. vereid. Landmesser, Ingenieur
Schweidnitz.

Sto 40-6

Mit 269 Textabbildungen.

Berlin

Verlagsbuchhandlung Paul Parey

Verlag für Landwirtschaft, Gartenbau und Forstwesen

SW. 11, Hedemannstraße 10 u. 11

1913.

W 169



II - 3513A7

Alle Rechte, auch das der Übersetzung, vorbehalten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

II ~~3453~~

Akc. Nr.

~~3846~~ / 49

BPK-B-26/2018

Vorwort.

Das vorliegende Buch bildet den zweiten Band der „Kulturtechnischen Baukunde“. Auch dieser zweite Band soll neben dem Altbewährten die Fortschritte der Neuzeit beleuchten, beide von dem theoretischen und bautechnischen Standpunkte aus, dabei auch an geeigneten Stellen auf die ästhetischen Anforderungen hinweisen, denen ein Bauwerk genügen muß.

Auch hier sind nach der theoretischen Seite hin gewöhnlich nur die Formeln und graphischen Berechnungen gebracht und durch Beispiele erläutert. Selten ist die Herleitung der Theorien gezeigt, meist aber auf die vorzüglichsten Quellen hingewiesen, welche die deutsche Literatur, wie keine andere der Welt, aufweist. Nur bei der Statik und Festigkeitslehre ist eine Ausnahme erfolgt. Ohne statische Kenntnisse kann die Stärke vieler Bauwerke nicht richtig bemessen oder ihre Standfähigkeit nachgewiesen werden. Aus dem weiten Gebiete dieser Wissenschaften ist das zur Berechnung der Bauwerke Notwendige in einem besonderen Abschnitt zusammengestellt, dort auch gezeigt, wie die statische Untersuchung bei den aus Stein, Holz oder Eisen hergestellten und bei den neuzeitigen Eisenbetonbauten oft auf dieselbe einfache Weise erfolgen kann.

Auch im vorliegenden zweiten Bande wird zunächst bei jedem Hauptabschnitt eine kurze geschichtliche Entwicklung der Bauweise gebracht, dem sich eine eingehendere Beschreibung anschließt. Die konstruktiven Anordnungen werden mehr nach der Erfahrungswissenschaft als nach der reinen Theorie behandelt. Sie werden in der Regel vorerst in ihren Einzelheiten kritisch beleuchtet, dann durch möglichst viele voneinander abweichende Beispiele neuester Ausführung erläutert.

Die ästhetischen Anforderungen sind besonders bei den Brücken unter der Überschrift „Architektur der Brücken“ besprochen worden.

Der erste Band behandelt: Baustofflehre, Bauelemente, Wegebau Kanalisation. Der zweite Band enthält: Grundbau, Wasserbau, Brückenbau, Statik und Festigkeitslehre.

Zu den einzelnen Abschnitten des zweiten Bandes sei kurz bemerkt:

Im Abschnitt „Grundbau“ werden der Baugrund, die Rammen, das Ausheben und Trockenlegen der Baugrube, die wichtigsten Gründungsarten und die Sicherung der Fundamente besprochen.

Der Abschnitt Wasserbau handelt zunächst von den erforderlichen Maschinen und Geräten, namentlich den Bagger- und Wasserhebmaschinen, dann folgen die Stauweihre, Wehre und Flußbauten. Stets wird auf den Zusammenhang zwischen der Bauweise und der Mechanik des Wassers hingewiesen.

Der Abschnitt Brückenbau bringt die zum Bau der Brücken erforderlichen Hebmaschinen in Wort und Bild und die Bauart und Berechnungsweise der vom Kulturtechniker zu bauenden Durchlässe, Brücken und Aquädukte.

Der Abschnitt Statik und Festigkeitslehre enthält die Entwicklung und Zusammenstellung der Formeln und zeichnerischen Darstellungen, welche der Kulturtechniker bei der statischen Untersuchung seiner Bauwerke am häufigsten gebraucht. Fast stets wird die Anwendung der gefundenen Formel oder Regel durch Beispiele aus der Praxis erläutert.

Möge auch der vorliegende zweite Band in seinem bescheidenen Teil die kulturtechnische Baukunst fördern helfen.

Siegen, im Januar 1913.

H. Gamann.

Inhalt.

Erster Abschnitt.

Grundbau.

	Seite
I. Der Grundbau im allgemeinen	1
§ 1. Einleitung.	1
A. Der Baugrund	3
§ 2. Beschreibung und Untersuchung des Baugrundes	3
1. Der Baugrund im allgemeinen S. 3. — 2. Die verschiedenen Bodenarten S. 4. — 3. Untersuchung des Baugrundes S. 4.	
§ 3. Tragfähigkeit des Baugrundes	6
§ 4. Verdichten und Verbessern des Baugrundes	9
1. Das Einpressen von Zement S. 9. — 2. Rammen des Baugrundes S. 10. — 3. Entwässerung der Baugrube S. 10.	
B. Rammen, Pfähle und Spundwände	10
§ 5. Rammen	10
1. Handzugramme S. 10. — 2. Handfunstramme S. 11. — 3. Motorfunstramme S. 12. — 4. Direkt wirkende Dampftramme S. 13. — 5. Vergleichung der Rammen S. 14.	
§ 6. Pfähle und Spundwände aus Holz	14
1. Pfähle S. 14. — 2. Spundwände S. 17. — 3. Eintreiben der Pfähle und Spundbohlen S. 17.	
§ 7. Pfähle und Spundwände aus Beton	19
1. Pfähle aus Beton S. 19. — 2. Spundbohlen aus Beton S. 20.	
§ 8. Pfähle und Spundwände aus Eisen	21
1. Eiserne Pfähle S. 22. — 2. Eiserne Spundwände S. 22.	
C. Die Baugrube	24
§ 9. Ausheben der Baugrube	24
§ 10. Umschließung und Trockenlegung der Baugrube	25
1. Umschließung S. 25. — 2. Trockenlegung der Baugrube S. 26.	
II. Die wichtigsten Gründungsarten	27
A. Flachgründungen	27
§ 11. Verbreiterung des Fundaments durch Mauerwerk, Sand oder Holz	28
1. Gemauerte Fundamentabfäße S. 28. — 2. Umgekehrte Gewölbe S. 29. — 3. Sandschüttung S. 29. — 4. Schwellroste S. 30.	

	Seite
§ 12. Gründungen aus Beton und Eisenbeton	31
1. Betongründungen im Trockenen S. 31. — Betongründungen im Wasser S. 33.	
§ 13. Senkfaßen mit unterem Boden	35
B. Tiefgründungen	36
§ 14. Pfahl- und Pfeilergründung	36
§ 15. Brunnengründungen	38
1. Steinerne Senkbrunnen S. 38. — 2. Hölzerne und eiserne Senkbrunnen S. 42.	
§ 16. Luftdruckgründung	42
C. Verschiedene Gründungen und Sicherung der Fundamente	43
§ 17. Verschiedene Gründungen	43
1. Die Gefriergründung S. 43. — 2. Betonblöcke und Stein- schüttung S. 44. — 3. Zusammengesetzte Gründungen S. 44.	
§ 18. Sicherung der Fundamente	44
1. Sicherung gegen ungleichmäßiges Setzen S. 44. — 2. Sicherung gegen seitliches Verschieben S. 45. — 3. Sicherung gegen Unter- spülung S. 45.	

Zweiter Abschnitt.

Wasserbau.

§ 19. Einleitung	47
I. Maschinen und Geräte für den kulturtechnischen Wasserbau	49
§ 20. Bagger	49
1. Bagger mit unterbrochener Bodenförderung S. 50. — 2. Bagger mit stetiger Förderung S. 52.	
§ 21. Wasserhebmaschinen	56
1. Hebmäschinen, die eines besondern Motors bedürfen S. 57. — 2. Hebmäschinen, die ohne besondern Motor arbeiten S. 61.	
II. Stauwerke	69
A. Teiche und Talsperren	69
§ 22. Bauweise der Stauweiherr	70
1. Erddämme S. 70. — 2. Staumauern S. 71	
§ 23. Querschnitt der Staudämme und Staumauern	73
B. Wehre	75
a) Allgemeines	75
§ 24. Zweck, Bezeichnung und Einteilung	75
1. Zweck S. 75. — 2. Bezeichnung S. 76. — 3. Einteilung S. 76.	
§ 25. Der Stauspiegel	77
b) Feste Wehre	80
§ 26. Der Absturz	80
§ 27. Leistungsfähigkeit der Überfall- und Grundwehre	81
1. Vollkommene Überfälle S. 82. — 2. Grundwehre S. 82.	

§ 28.	Bauweise der festen Wehre	83
	1. Im allgemeinen S. 83. — 2. Massive Wehre S. 85. —	
	3. Hölzerne und halbmassive Wehre S. 89. — 4. Saugüberfälle S. 90.	
	c) Bewegliche Wehre	92
§ 29.	Klappenwehre	92
	1. Einfaches Klappenwehr S. 92. — 2. Klappenwehr von Döll	
	S. 94. — 3. Klappenwehr von Oppermann S. 94. — 4. Klappen-	
	wehr von Gamann S. 94.	
§ 30.	Bauweise der Schützenwehre	95
§ 31.	Berechnung der Schützenwehre	97
	1. Leistungsfähigkeit der Schützen- oder Schleusenwehre S. 97. —	
	2. Der Wasserdruck gegen die Schützentafel S. 97. — 3. Berechnung	
	der Stärke und Aufziehvorrichtung S. 98.	
§ 32.	Walzenwehre	100
§ 33.	Staubohlen-, Dammbalken- und Nadelwehre	101
	1. Wehre mit Staubohlen S. 101. — 2. Dammbalkenwehre S. 102. —	
	3. Nadelwehre S. 102. — 4. Berechnung S. 102.	
III.	Flußbau	103
§ 34.	Allgemeines	103
§ 35.	Die Bewegung des Wassers	104
	1. Wassermenge und mittlere Geschwindigkeit S. 104. — 2. Quer-	
	schnitte S. 106. — 3. Gefälle und Krümmungen S. 108. —	
	4. Räumungskraft des Wassers S. 109.	
§ 36.	Bauweise	110
	1. Allgemeines S. 110. — 2. Bühnen S. 111. — 3. Uferdeckwerke	
	S. 111. — 4. Leitwerke S. 112. — 5. Schwebende Längs-	
	bauten S. 112. — 6. Krümmungen und Durchstiche S. 112. —	
	7. Uferstuhlbauten S. 113.	

Dritter Abschnitt.

Brückenbau.

I.	Die Brücken im allgemeinen	114
§ 37.	Einleitung	114
§ 38.	Architektur der Brücken	120
	1. Gliederung und Angliederung S. 121. — 2. Farbe S. 123. —	
	3. Verzierungen S. 124. — 4. Mauerwerk S. 125. — 5. Beton	
	S. 126. — 6. Holz und Eisen S. 127.	
§ 39.	Hebezeuge für den Brückenbau	128
	1. Flaschenzüge S. 129. — 2. Winden S. 130. — 3. Krane S. 135.	
§ 40.	Lage, Richtung und Breite der Brücken	138
	1. Lage der Baustelle S. 138. — 2. Richtung der Brücke S. 138. —	
	3. Breite der Brücke S. 139.	
§ 41.	Größe und Zahl der Brückenöffnungen	139
	1. Durchfahrtsweiten S. 139. — 2. Durchlaßweiten S. 140. —	
	3. Höhe der Durchflußöffnung bei Brücken S. 142. — 4. Berechnung	

des Hochwasserspiegels S. 142. — 5. Abflußmenge S. 144. —
6. Breite der Brückenöffnung S. 146. — 7. Zahl der Brücken-
öffnungen S. 149.

II. Die Straßenbrücken	150
A. Allgemeines über Straßenbrücken	150
§ 42. Unterlagen für die statische Berechnung	150
1. Belastung S. 150. — 2. Aus den Vorschriften für die Berechnung der Brücken mit eisernem Überbau S. 152. — 3. Zulässige Spannungen S. 154. — 4. Verteilung des Radruckes durch die Schotterdecke S. 155. — 5. Ungünstigste Laststellungen für den Träger auf zwei Stützen S. 155.	
§ 43. Abdeckung und Entwässerung der Straßenbrücken	158
1. Abdeckung S. 158. — 2. Entwässerung S. 161.	
§ 44. Brückengeländer	161
B. Durchlässe	163
§ 45. Allgemeines	163
§ 46. Plattendurchlässe aus Stein und Eisen	164
§ 47. Durchlässe aus Beton und Eisenbeton	167
§ 48. Gewölbte Durchlässe	170
C. Brücken aus Stein	171
§ 49. Das Tragwerk	171
1. Form der Gewölbe S. 171. — 2. Lehrgerüste S. 173. — 3. Ausführung der Gewölbe S. 174. — 4. Hintermauerung, Abdeckung und Entwässerung S. 176.	
§ 50. Brückenpfeiler	177
1. Zwischenpfeiler S. 177. — 2. Endpfeiler (Endwiderlager) S. 178.	
§ 51. Querschnittsbestimmungen	179
1. Erfahrungsregeln S. 179. — 2. Untersuchung der Gewölbe- stärke S. 181. — 3. Untersuchung der Standfähigkeit der Pfeiler, Flügel und Stirnmauern S. 183.	
D. Brücken aus Beton und Eisenbeton	184
§ 52. Allgemeines	184
1. Brücken aus Eisenbeton im Vergleich mit Steinbrücken S. 184. — 2. Brücken aus Eisenbeton im Vergleich mit Eisen- und Holz- brücken S. 185.	
§ 53. Bauweise der Balkenbrücken aus Eisenbeton	185
1. Die Fahrbahn S. 185. — 2. Das Tragwerk S. 185. — 3. Land- und Zwischenpfeiler S. 187.	
§ 54. Statische Berechnung einer Balkenbrücke aus Eisenbeton	188
§ 55. Bauweise der Bogenbrücken aus Eisenbeton	191
1. Gewölbe oder Bogenträger S. 191. — 2. Widerlager S. 191. — 3. Sparöffnungen S. 192. — 4. Einzelbogen mit angehängter Fahrbahntafel S. 193.	
§ 56. Statische Berechnung der Bogenbrücken aus Eisenbeton	193

E. Holzbrücken	195
§ 57. <i>Fahrbahn und Geländer</i>	195
1. Bohlenbelag S. 195. — 2. Zoresisenbelag S. 195. — 3. Eisen- betonplatten S. 196. — 4. Schotter und Kleinpflaster S. 196. — 5. Entwässerung S. 196. — 6. Geländer S. 196.	
§ 58. <i>Tragwerk und Stützen</i>	197
1. Tragwerk S. 197. — 2. Stützen oder Joche S. 199.	
§ 59. <i>Statische Berechnung einer hölzernen Brücke</i>	200
1. Bohlenbelag S. 200. — 2. Träger S. 201.	
F. <i>Eiserne Brücken</i>	201
§ 60. <i>Brückenbahnen</i>	201
1. <i>Fahrbahndecke</i> S. 201. — 2. <i>Fahrbahntafel</i> S. 202.	
§ 61. <i>Tragwerk</i>	203
1. <i>Träger</i> S. 204. — 2. <i>Querversteifung und Windverband</i> S. 205. — 3. <i>Lager</i> S. 206.	
§ 62. <i>Pfeiler und Flügel</i>	207
§ 63. <i>Statische Berechnung einer eisernen Brücke</i>	208
1. <i>Zoresisen</i> S. 208. — 2. <i>Träger</i> S. 210. — 3. <i>Lagerplatten</i> S. 211.	
III. <i>Fußgängerbrücken und Aquädukte</i>	212
§ 64. <i>Fußgängerbrücken</i>	212
1. <i>Bauweise</i> S. 212. — 2. <i>Statische Berechnung</i> S. 212.	
§ 65. <i>Aquädukte</i>	215
1. <i>Bauweise</i> S. 215. — 2. <i>Statische Berechnung</i> S. 216.	

Vierter Abschnitt.

Statik und Festigkeitslehre.

I. <i>Allgemeiner Teil</i>	222
§ 66. <i>Von der Zusammensetzung und Zerlegung der Kräfte</i>	222
1. <i>Das Kräftepolygon (Krafted)</i> S. 222. — 2. <i>Das Seilpolygon</i> <i>(Seiled)</i> S. 223.	
§ 67. <i>Zug- und Druckfestigkeit</i>	224
1. <i>Bestimmung der Tragfähigkeit</i> S. 224. — 2. <i>Bestimmung der</i> <i>Formänderung</i> S. 224. — 3. <i>Erzentrischer Druck</i> S. 226.	
§ 68. <i>Biegeungsfestigkeit</i>	228
1. <i>Allgemeines</i> S. 228. — 2. <i>Moment der inneren Kräfte</i> S. 228.	
§ 69. <i>Biegeungsfestigkeit eines Trägers zwischen zwei Stützen bei ständiger</i> <i>Belastung</i>	233
1. <i>Bestimmung der Querkraft und des Biegemoments durch</i> <i>Zeichnung</i> S. 233. — 2. <i>Bestimmung der Querkraft und des</i> <i>Biegemoments durch Rechnung</i> S. 235. — 3. <i>Beziehungen</i> <i>zwischen Querkraft und Biegemoment</i> S. 236.	
§ 70. <i>Biegeungsfestigkeit eines Trägers zwischen zwei Stützen bei be-</i> <i>weglicher Belastung</i>	237
1. <i>Von den Einflußlinien im allgemeinen</i> S. 237. — 2. <i>Einfluß-</i> <i>linie für den Auflagerdruck (A-Linie)</i> S. 237. — 3. <i>Einflußlinie</i>	

	für die Querkräfte und Biegemomente S. 239. — 4. Maximalmoment für verschiebbare Einzellasten S. 243.	
§ 71.	Biegezugfestigkeit der Kragträger, besonders des Gerberschen Balkens	246
	1. Freitträger S. 246. — 2. Der übertragende Balken bei ständiger Belastung S. 246. — 3. Der übertragende Balken bei beweglicher Belastung S. 249. — 4. Der Gerbersche Träger im allgemeinen S. 250. — 5. Der Gerbersche Träger mit gleichförmiger Belastung und gleichmäßiger Stützenweite S. 252.	
§ 72.	Scherfestigkeit und Berechnung genieteteter Träger	252
	1. Scherfestigkeit S. 252. — 2. Nietstärke S. 254. — 3. Nietteilung an der Gurtung S. 254. — 4. Lamellenlänge S. 256. — 5. Stoßverbindungen S. 256.	
§ 73.	Knickfestigkeit	257
§ 74.	Zusammengesetzte Festigkeit	261
	1. Druck und Biegung S. 261. — 2. Zug und Biegung S. 263. — 3. Biegung von mehreren Seiten S. 263.	
II.	Eisenbeton	264
§ 75.	Druckfestigkeit	264
	1. Konzentrisch wirkender Druck S. 264. — 2. Exzentrisch wirkender Druck S. 266.	
§ 76.	Biegezugfestigkeit	268
	1. Biegezugfestigkeit der Balken mit rechteckigem Querschnitt S. 268. — 2. Biegezugfestigkeit der Plattenbalken S. 272. — 3. Biegemomente S. 274. — 4. Schub- und Haftspannungen S. 276.	
§ 77.	Knickfestigkeit	280
III.	Fachwerkkträger	281
§ 78.	Allgemeines	281
§ 79.	Die Kräftepläne Cremonas	282
§ 80.	Das Rittersche Verfahren	283
§ 81.	Anwendung der Gegenkräfte	285

Figuren-Quellemachweis.

a) Grundbau.

- Fig. 1, 2, 6, 7, 8: Heinrich Mayer & Co., Tiefbohr-Maschinenfabrik in Nürnberg-Doos.
Fig. 3, 4: E. Jasmin in Hamburg, Wrangelstr. 37.
Fig. 5: Hannoversche Erdbohrerfabrik Hermann Meyer in Hannover-Zimmer.
Fig. 10, 11, 14, 15, 23, 26, 27, 28, 29: Baumaschinenfabrik Büniger, Aktiengesellschaft in Düsseldorf.
Fig. 12, 13: Jul. Wolff & Co., Maschinenfabrik in Heilbronn a. N.
Fig. 20: Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Karlsruhe.
Fig. 21 (obere Hälfte der Figur): Maschinenfabrik Budau, Aktiengesellschaft in Magdeburg.
Fig. 24: Bopp & Reuther, Armaturen-, Pumpen- und Wassermesserfabrik in Mannheim-Waldhof.
Fig. 30: Drenstein & Koppel — Arthur Koppel, Aktiengesellschaft, Berlin.

b) Wasserbau.

- Fig. 32, 33, 34: Baumaschinenfabrik Büniger, Aktiengesellschaft in Düsseldorf.
Fig. 35, 36: Drenstein & Koppel — Arthur Koppel, Aktiengesellschaft in Berlin.
Fig. 37: Schiffs- und Maschinenbau-Aktiengesellschaft Mannheim in Mannheim.
Fig. 38 u. 39: Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft in Lübeck.
Fig. 42, 45, 50: Amag-Hilpert, Nürnberg.
Fig. 43: Bopp & Reuther, Armaturen-, Pumpen- und Wassermesserfabrik in Mannheim-Waldhof.
Fig. 47: Hammelrath & Schwenzler, Pumpenfabrik in Düsseldorf.
Fig. 48: Maschinen- und Armaturfabrik vorm. Klein, Schanzler & Becker in Frankenthal (Rheinpfalz).
Fig. 52a: C. W. Julius Blanke & Co., G. m. b. H. in Merseburg.
Fig. 53a: A. Borzig in Berlin-Tegel.

c) Brückenbau.

- Fig. 98: Helff & Heinemann, Ingenieure in Köln.
Fig. 99, 100, 101, 102, 121, 151, 153, 169, 170, 186: Bauartikelfabrik A. Siegel in Düsseldorf.
Fig. 103, 104, 105, 106, 111, 112, 115: H. Wilhelmi, G. m. b. H., Maschinenfabrik in Mülheim-Ruhr.
Fig. 107, 107a, 108, 109, 110, 116, 117: Bielefelder Winden- und Werkzeugmaschinenfabrik Hudt & Co., G. m. b. H. in Bielefeld in Westfalen.
Fig. 113, 114, 118, 119: Baumaschinenfabrik Büniger, Aktiengesellschaft in Düsseldorf.
Fig. 120: J. Pohlig, Aktiengesellschaft in Köln.
Fig. 138, 139, 140, 141, 152, 163, 168: Büßcher & Hoffmann in Mainz.
Fig. 142: Joh. Casp. Post Söhne in Hagen-Westfalen.
Fig. 156, 162, 187: Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Biebrich am Rhein.
Fig. 158: Ed. Burbach, Baugeschäft in Krombach in Westfalen.

d) Statik und Festigkeitslehre.

- Fig. 248—257: Schüchtermann & Kremer, Maschinenfabrik in Dortmund.

Die in den Figuren dargestellten Gegenstände werden auch von vorstehenden Firmen gebaut oder geliefert.

Erster Abschnitt.

Grundbau.

I. Der Grundbau im allgemeinen.

§ 1. Einleitung.

Der unterste Teil eines Bauwerks, welcher dessen Last auf den natürlichen Boden, den Baugrund, überträgt, ist das Fundament; die Herstellung des Fundaments heißt Gründung oder Grundbau.

Die erste Brückengründung, von der die Geschichte erzählt, hat Nitokris in Babylon ausführen lassen. Diese Königin leitete das Wasser des Euphrat durch einen riesigen Kanal — den Palakopas — in einen künstlich gegrabenen See, „und dann baute sie ziemlich im Mittelpunkt der Stadt mit den Steinen, die sie hatte ausgraben lassen, eine Brücke, indem sie die Steine mit Eisen und Blei verband“. ¹⁾

In Babylonien finden wir auch die älteste und ehrwürdigste Ruine der Welt, den Turm Nimrod oder Turm Nimrods. Von diesem Turme bezeugt Nebukadnezar in einer aus den Trümmern Babylons gegrabenen Inschrift: „Das Denkmal aus den ältesten Zeiten habe ich hergestellt und vollendet; den Turm, welchen ein König der Urzeit erbaute, aber er richtete seinen Gipfel nicht auf. Regen und Donner haben seinen Mörtel zerbrochen und die gebrannten Steine seiner Hülle gespalten. — Seine Stätte habe ich nicht verrückt, seinen Eckstein nicht verschoben.“ ²⁾ Hier haben wir wahrscheinlich die Grundmauern des 1. Mose 11 beschriebenen babylonischen Turmes; sie bestehen wie die fast aller Monumentalbauten des Euphrat- und Tigrislandes aus Backsteinen.

Die Grundmauern des Tempels zu Jerusalem sind aus Bruchsteinquadern. Wir lesen hierüber 1. Könige 5, 17: „Und der König (Salomo) gebot, daß sie große und köstliche Steine ausbrächen, nämlich gehauene Steine zum Grunde des Hauses.“ Im alten Rom gründete man auf Beton, den man in den Fundamentgruben wie folgt bereitete: Auf der

¹⁾ Herodot, Buch 1, 186.

²⁾ Nach Strauß, Länder und Stätten der heiligen Schrift.

Sohle der Gräben wurde zunächst eine 10—15 cm dicke Mörtelschicht ausgebreitet, auf welche man eine ebenso dicke oder nur wenig dickere Schicht 4—5 cm starker Steinbrocken schüttete und dann einstampfte, bis alle Zwischenräume derselben mit Mörtel ausgefüllt waren. Hierauf kam wieder eine Mörtelschicht, in welche man eine neue Steinbrockenschicht einstampfte, und so fort.¹⁾ Diese Gründungsart eignet sich nur für festen Boden. „Wenn man aber“ — schreibt im Jahre 13 v. Chr. der römische Ingenieur Vitruvius²⁾ — „keinen festen Boden finden wird, sondern der Ort bis zu unterst angeschwemmt und sumpfig ist, dann muß der Platz ausgegraben und ausgehöhlt und mit angebrannten Pfählen von Erlen- oder Oliven- oder Eichenholz befestigt und der Koft möglichst dicht eingerammt werden; die Zwischenräume der Pfähle füllt man mit Kohlen aus und führt dann darauf aus starkem Mauerwerke den Grundbau auf.“

Die alten Ägypter verstanden es, statt der Pfähle Mauern (gemauerte Brunnen) in den Boden zu versenken. Den Hergang des Brunnensenkens beschreibt Max Eyth wie folgt:³⁾ „Zunächst wird ein hölzerner Ring in ein vielleicht 1 m tiefes Loch wagerecht gelegt, dann werden vier runde Stäbe von 2 m Länge durch angemessene Öffnungen im Ring etwa 1 m tief in den Boden getrieben. Hierauf wird auf den Holzring selbst ein ringförmiges Gemäuer von der Breite des Ringes aufgeführt, bis die Höhe des äußeren Bodens erreicht ist, insofgedessen die oberen Enden der lotrechten Stäbe selbstverständlich fest eingemauert werden. Nun wird der Boden des so gebildeten Zylinders auf einen halben Meter herausgeschafft und der Zylinder mit Erde und Steinen belastet. Der Holzring drückt dadurch Erde, Schlamm und Sand, auf denen er unmittelbar ruhte, nach innen, und geführt durch die unteren Enden der Vertikalstäbe, sinkt er lotrecht ein. Dann wird die Mauer erhöht, die innere Erde im Grunde wieder herausgeschafft, und so fort.“

Diese sogenannte Brunnengründung auch unter Wasser anzuwenden, gelang erst nach Erfindung und Anwendung der Taucherglocke. Dieser Apparat, welcher es dem Menschen ermöglicht, Arbeiten ganz unter Wasser auszuführen, war bereits dem Aristoteles (geb. 384 v. Chr.) bekannt,⁴⁾ wurde aber für Gründungsarbeiten erst 1784 beim Bau einer Hasenmauer in England und 1839 von dem französischen Ingenieur Triger zum Senken eines Brunnens in Schwimmsand angewandt. Triger gab der Taucherglocke die Gestalt eines unten offenen, oben

¹⁾ Handbuch der Architektur, Teil III, Band I, S. 291.

²⁾ Vitruvius, Buch 3, Kap. 4.

³⁾ Max Eyth, Agrilkultur-Maschinenwesen in Ägypten, S. 9.

⁴⁾ Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre. Band IV, S. 608.

geschlossenen Zylinders, groß genug, um mehrere Arbeiter aufzunehmen; er füllte den Zylinder mit gepresster Luft, trieb dadurch das Wasser aus und machte es möglich, daß Arbeiter im Trocknen den Boden unter dem Zylinder entfernen und letzteren allmählich bis zu der verlangten Tiefe senken konnten. Auf dem oberen Teile des Zylinders war eine Kammer (Luftschleuse) angebracht mit einem Mannloche in der Decke und einem zweiten im Boden. Durch die obere Tür gelangten die Arbeiter in die Kammer, schlossen dieselbe, öffneten einen Hahn, um Preßluft aus dem unteren Zylinder in die Kammer zu lassen, und konnten, nachdem der Ausgleich der Luft erfolgt war, durch die Tür im Boden zur Arbeitsstelle hinabsteigen. Das Aussteigen der Arbeiter und das Fortschaffen des abgegrabenen Bodens erfolgte bei umgekehrter Reihenfolge der Vorgänge. Triger hat durch seine „Luftdruckgründung“ ein Verfahren eingeführt, welches seitdem in Einzelheiten Veränderungen erfahren hat, das aber im Prinzip damals festgestellt ist und wegen der Sicherheit, welche es selbst unter den schwierigsten Verhältnissen gewährt, zu den wichtigsten Erfindungen der neueren Zeit im Gebiete des Grundbaues zählt.

Beim Abteufen der Schächte in schwimmendem Gebirge ist in den letzten Jahrzehnten auch öfters die Gefriergründung in Anwendung gekommen. Bei dieser Gründungsart wird die wasserhaltige Bodenschicht durch künstlich hergestellte Kälte zum Gefrieren gebracht und kann dann wie ein Felsen durchteuft werden.

Vergleichen wir den Grundbau der Gegenwart mit dem des Altertums, so finden wir, daß die meisten Gründungsarten schon in den frühesten Zeiten bekannt waren, nur wenige sind hinzugekommen, aber die früheren sind bedeutend verbessert worden. Neuzeitige Baustoffe, wie Zement und Eisenbeton, und sinnreich konstruierte Maschinen und Apparate ermöglichen Gründungen, die früher überhaupt nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten durchführbar waren.

A. Der Baugrund.

§ 2. Beschreibung und Untersuchung des Baugrundes.

1. Der Baugrund im allgemeinen. Die Wahl der Gründungsart richtet sich im wesentlichen nach der Beschaffenheit des Baugrundes, namentlich nach dem Verhalten desselben nach der Belastung durch das aufzunehmende Bauwerk. Je nach der Festigkeit der Bodenarten kann man preßbaren und unpreßbaren Baugrund unterscheiden. Zu den unpreßbaren gehören die Bodenarten, welche sich unter der Last des Bauwerks nicht mehr setzen als frisches Mauerwerk; alle übrige Bodenarten nennt man

preßbar. Bei ausgedehnten Baustellen ist zu ermitteln, ob die nebeneinander liegenden Teile des Baugrundes gleichmäßig oder von verschiedener Beschaffenheit sind. Auch ist auf die Neigung der Bodenschichten zu achten, ebenso auf den Einfluß, den Wasser und Luft auf den Boden ausüben. Das Wasser, welches bald als Grundwasser, bald als offenes, stehendes oder fließendes Wasser auftritt, kann die Güte des Baugrundes sehr verändern. Meist wird die Baufohle in frostoffreie Tiefe gelegt, weil Frost den Boden lockert. Nur auf frostbeständigen Felsen kann man in jeder Tiefe gründen.

2. Die verschiedenen Bodenarten. Will man von der Einteilung in guten, mittleren und schlechten Baugrund ausgehen, so kann man zu den guten geschlossenen Felsen, Kies, Sand, trockenen Ton und Lehm, genügend starke Schichten vorausgesetzt, rechnen, weil man auf diese Bodenarten ohne weiteres gründen darf. Als mittlerer Baugrund kann Ton und Lehm gelten, der viel Wasser enthält, sowie Boden aus Sand mit Lehm und Ton gemischt, weil derselbe bei größerer Belastung erst künstlich befestigt werden muß. Zum schlechten Baugrund zählt Mutterboden (Humus), Torf, Moor und aller aufgeschüttete Boden.

Hat der Felsen eine dem Tale zu geneigte Schichtung, ist er zerklüftet, ungleichmäßig, in den einzelnen Lagen nicht genügend unterstüzt oder mit Wasseradern durchzogen, so wird er dadurch unsicher.

Festgelagerter Kies oder Sand von mindestens 3 m Mächtigkeit zählen zu dem guten Baugrund, vorausgesetzt, daß sie vor der spülenden Wirkung des Wassers bewahrt bleiben. Beide setzen sich unter dem Druck des Bauwerks um ein gewisses Maß, dann bleiben sie unverändert. Anders verhalten sich Ton und Lehm, diese setzen sich noch nach Jahren, namentlich wenn Wasser in sie eindringt.

3. Untersuchung des Baugrundes. Es sind die Bodenarten festzustellen, welche auf der Baustelle vorhanden sind, ihre Aufeinanderfolge und auch ihre Mächtigkeit und Neigung. Zu den Bodenuntersuchungen gehört in gewissem Sinne auch die Ermittlung der Wasserverhältnisse. Nach dem niedrigsten Grundwasserspiegel richtet sich oftmals die Bauweise des Fundaments, der höchste, mittlere und niedrigste Wasserstand muß bei Bauten in der Nähe des Wassers beachtet werden. Die Untersuchung des Baugrundes kann erfolgen durch Schürfen, Bohren, durch Einschlagen von Probepfählen und durch Probelastung. Probepfähle und Probelastung geben keinen Aufschluß über die Art und Schichtung des Baugrundes, wohl aber über dessen Tragfähigkeit.

Das Aufgraben oder Schürfen gewährt den besten Einblick in die Bodenverhältnisse. Indem man auf der Baustelle an passend gewählten

Punkten Schürflöcher aufwirft, hat man die Lage und Beschaffenheit der Bodenschichten, sowie deren Mächtigkeit deutlich vor Augen. Für größere Tiefen wird das Verfahren jedoch ziemlich teuer, weil man die Grube auszimmern, oft noch das Wasser ausschöpfen muß.

Das Bohren ist auf große Tiefen ausführbar und gibt über die Beschaffenheit und Mächtigkeit der einzelnen Erdschichten guten Aufschluß. Das zum Bohren dienende Werkzeug besteht aus dem eigentlichen Bohrer und der daran befestigten, bis über den Erdboden reichenden Bohrstange oder dem Gestänge. Sind die Bohrlöcher durch leicht bewegliche Schichten zu treiben, in denen die Wände sich nicht halten würden, so muß das Bohrloch mit Blechröhren ausgefüllt werden. Bei der Untersuchung des Baugrundes kommen besonders zur Anwendung:

Tellerbohrer, oft kurzweg „Erdbohrer“ genannt; sie finden namentlich Verwendung zu Bohrungen in leichtem Sand oder Ton. Tellerbohrer nach Fig. 1 erhalten Durchmesser von 8—10 cm und die mit Glocke versehenen Bohrer nach Fig. 2 Durchmesser bis zu 27 cm. Die Glocke soll beim Fördern das Zurückfallen des losgebohrten Erdreichs verhindern.

Schneckenbohrer sind für festen und feuchten Ton, Lehm, Letten und leichten Schieferton besonders geeignet. Je nach der Festigkeit und Zähigkeit des Bodens verwendet man Bohrer nach Fig. 3, 4 oder 5. Beim Bohrer nach Fig. 5 ist ein Mantel zur Aufnahme des Bohrguts angebracht. Dieser sogenannte Triumphbohrer kann auch mit Steinmeißel versehen und dann zum Durchlochen von weicheeren Felsarten benutzt werden.

Schappen eignen sich am besten für tonige und sandige Bodenarten. Man verwendet den Schappenbohrer nach Fig. 6 für fette, feste Letten und Tone, die Rohrschappe nach Fig. 7 für lockere, sandige Lehm- und Tonarten, die Ventilschappe nach Fig. 8 für losen, feuchten bis nassen, mit Lehm oder Ton vermischten Sand und Kies.

Für festere Bodenschichten gebraucht man Stauchbohrer oder Bohrmeißel, welche dann nicht nur gedreht, sondern gleichzeitig auch gestoßen werden.

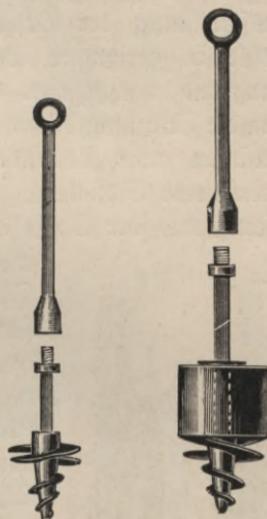


Fig. 1.

Fig. 2.

Tellerbohrer.

Das Einrammen von Probepfählen ist dann gebräuchlich, wenn eine Gründung auf Pfählen in Aussicht genommen ist. Man will damit feststellen, ob überhaupt und in welcher Tiefe der Boden die erforderliche Widerstandsfähigkeit besitzt. Über die Beziehungen der letzteren zu dem Eindringen des Pfahles wird in § 6 Näheres angegeben.

Probebelastungen dienen zur Ermittlung der Tragfähigkeit einer Bodenschicht. Nach Ausschachtung der Baugrube belastet man die Sohle in geeigneter Weise so lange, bis der Baugrund nachzugeben anfängt. Alsdann läßt man die Belastung darauf ruhen, bis kein weiteres Einsinken mehr stattfindet. Aus dem Maß des beobachteten Einsinkens, aus der Größe der Belastung und der Größe der Druckfläche läßt sich die Beanspruchung für die Flächeneinheit berechnen.

Man hat auch besondere Apparate hergestellt, welche das Verhältnis der Einsenkung zur Belastung der Flächeneinheit angeben. Die Einsenkung ist bis zu einer gewissen Grenze nahezu proportional der Belastung; wird diese Grenze überschritten, so wächst die Einsenkung stärker.

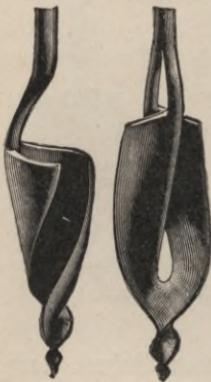


Fig. 3. Schneckenbohrer.

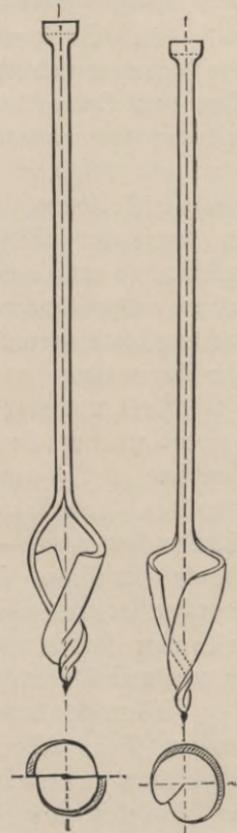


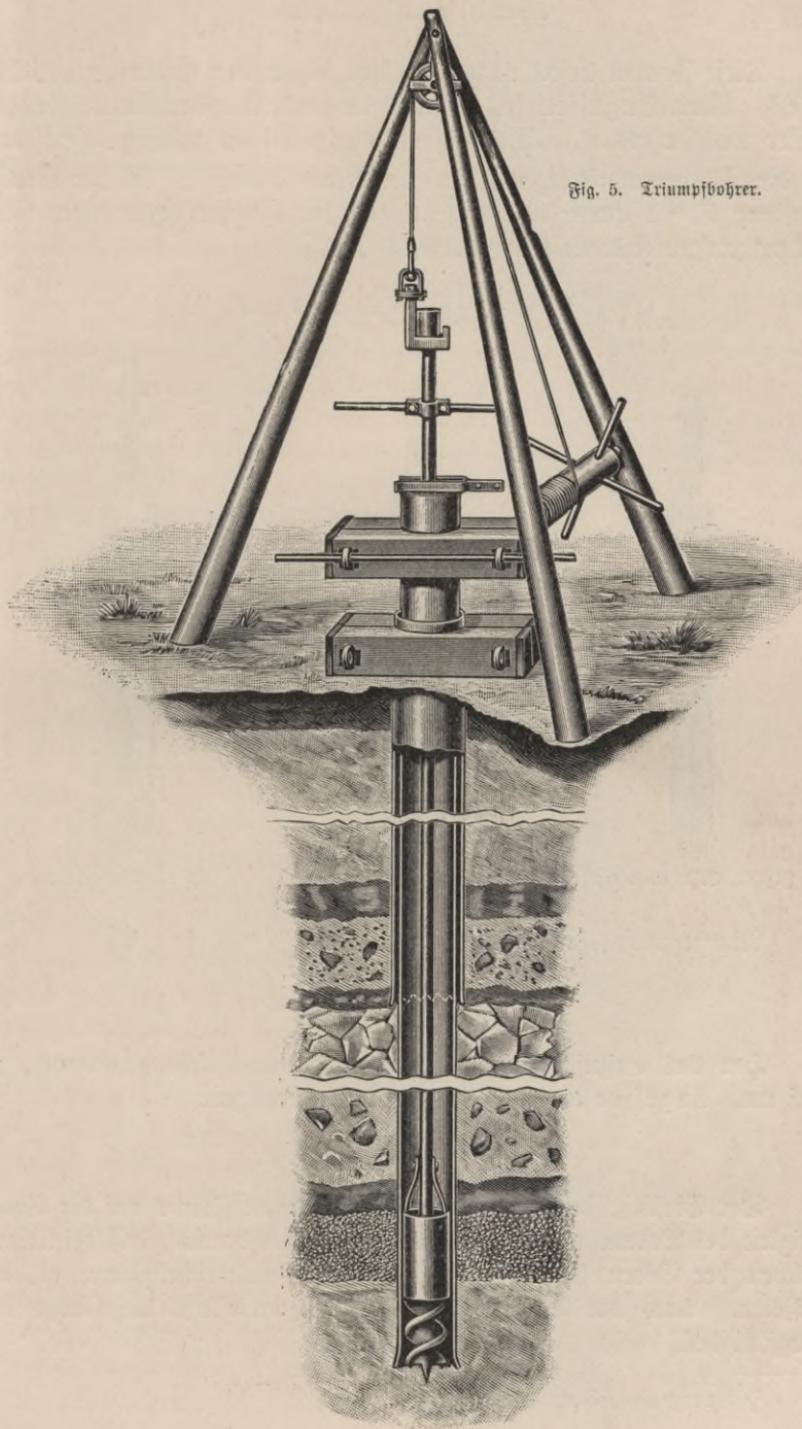
Fig. 4. Schneckenbohrer.

§ 3. Tragfähigkeit des Baugrundes.

Unter der Tragfähigkeit eines Baugrundes versteht man die auf die Flächeneinheit bezogene äußerste Grenzbelastung k_1 , diese ist stets größer als die auf die Flächeneinheit bezogene zulässige Belastung k . Setzt man $k_1 : k = n$, so wird das Bauwerk mit n -facher Sicherheit getragen. Bezeichnet F die Grundfläche des Bauwerks und P die Gebäudelast, so ist

$$P = F k = \frac{F k_1}{n}. \quad (1)$$

Fig. 5. Triumphbohrer.



Diese Formel liefert nach Engesser jedoch nur angenäherte Ergebnisse.¹⁾ Nach Engesser soll P nicht in demselben Verhältnis, sondern stärker wachsen als F . Wird $F_1 = x F$, so soll die zulässige Belastung für die Flächeneinheit $k_0 = k \sqrt{x}$ betragen. Ist z. B. bei der Probelastung $F = 1 \text{ qm} = 10000 \text{ qcm}$ und die bis zur beginnenden Einsenkung aufgebrauchte Last $P = 240000 \text{ kg}$, so ist

$$k_1 = \frac{240000}{10000} = 24 \text{ kg/qcm.}$$



Fig. 6. Schuppenbohrer.



Fig. 7. Rohrschappe.



Fig. 8. Ventilschappe.

Nimmt man 8fache Sicherheit oder $k_1 : k = 8$, so wird

$$k_1 = \frac{24}{8} = 3 \text{ kg/qcm.}$$

Hat das aufzuführende Bauwerk eine Grundfläche von 9 qm , so darf nach Engesser die zulässige Belastung betragen:

$$k_0 = 3 \sqrt{9} = 9 \text{ kg/qcm.}$$

Der Einfluß, den die Größe der belasteten Fläche auf die Tragfähigkeit des Bodens ausübt, erklärt sich meistens daraus, daß bei kleinen Flächen der Boden leichter nach allen Seiten ausweichen kann, als bei größeren. Auch die Tiefe der Fundamente beeinflusst die Größe der Tragfähigkeit.

¹⁾ Brennecke, Grundbau, III. Aufl., S. 123.

langsam gehoben, wobei ebenfalls die Hähne am Kopfe der Rohre abwechselnd geöffnet und geschlossen werden.

Feinporige Bodenschichten, wie Schwimmsand und dergl. können nach einem dem Ingenieur Aug. Wolfsholz in Berlin-Schlachtensee patentierten Verfahren mittels eines hohlen schraubenförmigen Erdbohrers mit Zementmilch durchtränkt werden. Der Bohrer wird unter Anwendung von Druckwasser in den Boden geschraubt; ist er tief genug eingedrungen, so wird statt des Druckwassers Zementmilch unter Druck eingeführt und der Bohrer langsam zurückgedreht.¹⁾

2. Rammen des Baugrundes. Im einfachsten Falle wird der Boden nur an seiner Oberfläche durch Rammen zusammengepreßt, manchmal werden auch hochkantig gestellte Steine, Steinschlag oder Steinbrocken in denselben eingetrieben. In letzter Zeit erfolgt das Rammen auch durch kegelförmige Körper, welche mit der Rammmaschine gehoben werden und dann aus beträchtlicher Höhe auf den Boden niederfallen. Hierdurch wird der Baugrund in seinen oberen Schichten zusammengepreßt und es werden Vertiefungen gebildet, die man mit Beton oder ähnlichen erhärtenden Stoffen ausfüllt. Auch werden kurze Holzpfähle in den Boden getrieben, welche diesen seitlich dichten. Mitunter werden auch diese Pfähle wieder entfernt und die entstandenen Pfahllöcher mit Sand oder Beton gefüllt.

3. Entwässerung der Baugrube. Zu den wichtigsten Maßnahmen für die Sicherung einer Gründung über Wasser gehört die Entwässerung des Untergrundes. Diese kann erfolgen durch Drainrohre oder Sickerschlitze. Grund- und Niederschlagswasser der Umgebung müssen möglichst fern gehalten werden. Durch dauernde Trockenlegung kann namentlich nasser Ton- oder Lehmboden tragfähiger gemacht werden; Sandschichten können durch Absenkung des Grundwasserspiegels ein festeres Gefüge erhalten.

B. Rammen, Pfähle und Spundwände.

§ 5. Rammen.

Die Rammen haben den Hauptzweck, Pfähle und Spundwände einzurammen. Man unterscheidet Handzugrammen, Handfunstrammen und Dampfgrammen.²⁾

1. Handzugrammen (Fig. 10). Diese dienen zum Schlagen von Spundwänden und zum Eintreiben leichter Pfähle. Sie bestehen aus

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung, Nr. 13 von 1911.

²⁾ Die in den Figuren 10, 11, 14 und 15 dargestellten Rammen liefert die Baumaschinenfabrik Büniger in Düsseldorf.

einem einfachen Holzgerüst, in dessen vorderen Läuferrieten sich ein gußeiserner, 100—300 kg schwerer Rammhämmer führt. Das am Bären befestigte Tau läuft über die am Kopfe des Gerüsts gelagerte Seilscheibe; am freien Ende des Taus sind eine Anzahl Zuglein mit hölzernen Knebeln angebracht, an denen die Mannschaft in taktmäßiger Arbeit den Bär in die Höhe zieht, um ihn hernach wieder fallen zu lassen. Etwa alle 3 Sekunden erfolgt ein Schlag des Bären auf den Pfahl und nach

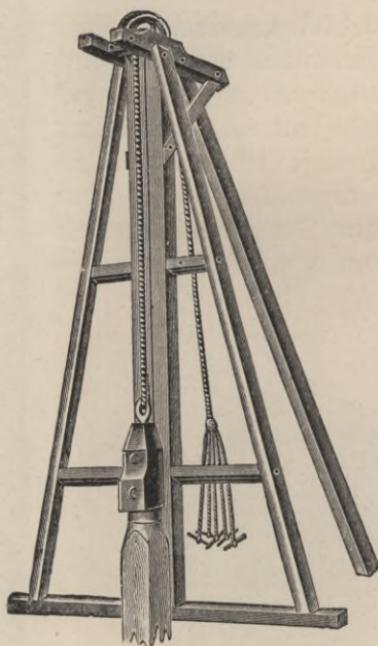


Fig. 10. Handzugramme.



Fig. 11. Handfunstramme.

20—30 Schlägen, einer „Stoße“, eine Pause von 2—3 Minuten zur Erholung der Arbeiter. Ein Arbeiter zieht bei kleinen Bären ein Gewicht von 15 kg, bei großen höchstens noch 12 kg. Da der Hub 1,0—1,5 m beträgt, so stellt sich die Tagesleistung eines Arbeiters auf 60000 bis 80000 mkg.

2. Handfunstrammen (Fig. 11). Bei diesen wird im Unterschied zu den Handzuggrammen der Rammhämmer mittels Winde gehoben. Das Bärsgewicht beträgt 300—800 kg, die Fallhöhe 2,0—8,0 m. Die Ver-

bindung des Kammtaues mit dem Bären ist lösbar; sie wird bewirkt durch einen mit Gegenarm versehenen Haken oder zangenartigen Doppelhaken, den Schnäpper oder die Klage. Die Aufeinanderfolge der Schläge ist hier eine wesentlich langsamere als bei der Handzugramme, die Wirkung jedes einzelnen Schlages aber wegen der größeren Fallhöhe kräftiger und der Wirkungsgrad ungleich größer. Die Bauweise der Winde ist aus Fig. 12 zu ersehen.

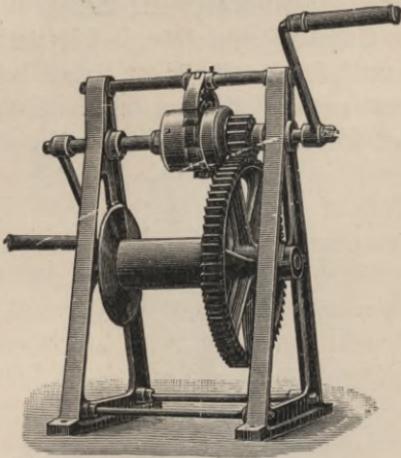


Fig. 12. Hochwinde.

3. Motorfunstrammen. Diese unterscheiden sich von den Handfunstrammen oft nur dadurch, daß die Winde statt mit der Hand mit einem Dampf-, Elektro- oder Benzinmotor angetrieben wird. Eine

elektrische Winde ist in Fig. 13 dargestellt. Eine Dampfwinde mit Seilwinde zeigt Fig. 14. Andere Dampfwinden arbeiten mit einer end-

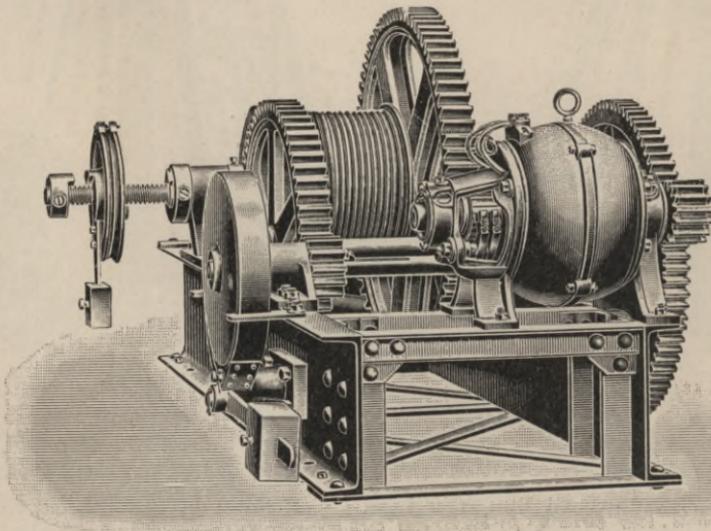


Fig. 13. Elektrische Winde.

losen Kette. Die Kette wird so bewegt, daß sie an den Läuferinnen stets aufwärts läuft; durch eine sinnreiche Schnäppervorrichtung wird dann die Verbindung der Kette mit dem Bären hergestellt oder gelöst.

4. Direkt wirkende Dampftramme. Die direkt wirkenden Dampftrammen unterscheiden sich dadurch von den übrigen Trammen, daß der gespannte Dampf für das Heben des Bären unmittelbar zur Wirkung kommt; sie arbeiten ähnlich wie ein Dampfhammer. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß die Zahl der Trammschläge um das Vielfache vermehrt werden kann. Allerdings ist die Fallhöhe des Bären eine beschränkte, sie ist vom Kolbenhub abhängig. Was nun durch die geringe Fallhöhe an Schlagkraft verloren geht, das muß durch ein erhöhtes Bärsgewicht ausgeglichen werden. Der Dampf tritt ein durch die hohle Kolbenstange, als Bär dient der Dampfzylinder, der an einer Führungsstange auf und abgleiten kann (Fig. 15). Bär und Führungsstange stehen im

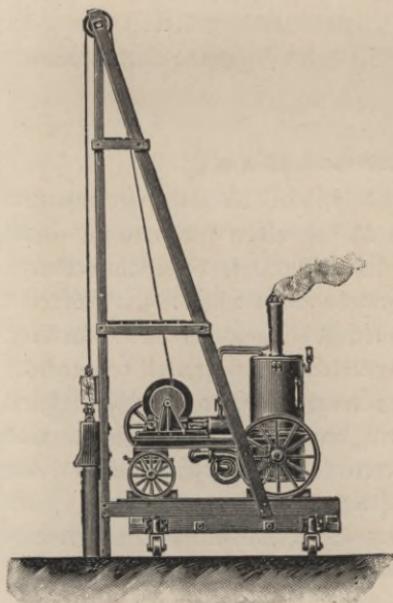


Fig. 14. Dampftramme.

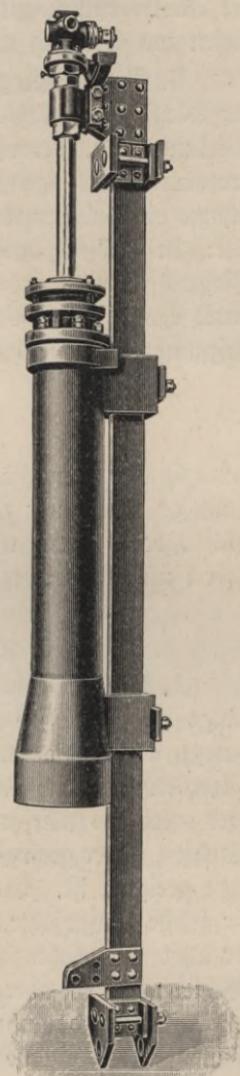


Fig. 15. Direkt wirkende Dampftramme.

Ruhezustand auf dem Kopfe des einzurammenden Pfahles. Öffnet man durch Ziehen an einem Seil den Dampfzutritt, so strömt der Dampf durch die hohle Kolbenstange in den Dampfraum des Bären oberhalb des Kolbens. Während die Führungsstange auf dem Pfahl stehen bleibt, hebt sich der

Bär vom Pfahle ab in die Höhe. Hat der Bär die genügende Höhe erreicht, so wird der Dampfzutritt geschlossen, der Austritt geöffnet, so daß der Dampf entweichen kann; der Bär fällt durch sein Eigengewicht zurück, diesen ins Erdreich treibend.

5. Vergleichung der Rammen. Unter den durch die Muskelkraft der Menschen bewegten Rammen hat die Handfunstramme den größten Wirkungsgrad, denn einmal leistet ein Arbeiter auf die Dauer mehr an der Kurbel als am Zugseil und zum anderen zieht bei der Handzugramme ein Teil der Arbeiter stets in schräger Richtung. Für alle Rammen gilt: Je größer das Gewicht des Bären im Verhältnis zu dem des Pfahles ist, um so größer ist die Wirkung eines Schlages. Von der durch einen Schlag bewirkten Arbeit kann nur ein Teil für das Eintreiben aufgenutzt werden; dieser Teil A beträgt nach Ritter:

$$A = \frac{Q}{Q + q} \cdot Qh, \quad (2)$$

wenn Q das Gewicht des Bären, q das Gewicht des Pfahles und h die Fallhöhe bezeichnet. Ist z. B. $Q = q$, so wird von der Arbeit nur die Hälfte, bei $Q = 2q$ wird $\frac{2}{3}$ und bei $Q = 3q$ wird $\frac{3}{4}$ der aufgewendeten Arbeit nützlich verwertet.

§ 6. Pfähle und Spundwände aus Holz.

1. Pfähle. Man unterscheidet Grundpfähle, die auf ihrer ganzen Länge im Boden stehen oder nur wenig aus demselben hervorragen und Langpfähle, die mit dem oberen Ende freistehen, wie bei Bohlwerken, hölzernen Brückenpfeilern, Rüstungen, Tangedämmen usw. Zu Pfählen wird meistens Kiefernholz verwendet, welches wegen seines schlanken Buchses, seiner geringen Sprödigkeit und ausreichenden Festigkeit besonders dazu geeignet ist. Eichenholz empfiehlt sich wegen seiner großen Festigkeit für solche Langpfähle, die der wechselnden Einwirkung des Wassers und der Luft ausgesetzt sind, wie bei Bohlwerken. Bei großen Längen der Pfähle wird es aber zu teuer. Das Holz der Buche und Erle ist an der Luft nicht dauerhaft, wohl aber unter Wasser, daher nur zu Grundpfählen und Spundbohlen tauglich. Tannen- und Fichtenholz stehen dem harzreichen Kiefern- und Lärchenholz wegen der geringen Festigkeit wesentlich nach. Pappeln, Weiden und ähnliche Holzarten sind zu weich.

Die Pfähle werden meist aus Rundholz hergestellt; man löst gleich nach dem Fällen dessen Rinde ab, welche die Tragfähigkeit nicht vermehren, aber das Eintreiben erschweren würde, und beseitigt die Astansätze und andere vorspringende Teile. Den Splint läßt man sitzen, weil

derselbe, wenn auch weniger fest und dauerhaft als der Kern, doch denselben schützt.

Um das Eindringen der Pfähle in den Boden zu erleichtern, werden sie vor dem Einrammen am unteren Ende drei- oder vierseitig zugespitzt. Die unterste Spitze wird pyramidenförmig abgestumpft. Die dreiseitigen Spitzen verhüten besser das Drehen, leiden aber in nicht weichem Boden mehr wegen der schärferen Ecken, weshalb, namentlich bei stärkeren Pfählen, die vierseitigen Spitzen gebräuchlicher sind. Je fester der Boden, desto weniger schlank dürfen die Spitzen sein. Ein mittleres Maß für die Länge der Zuspitzung ist etwa das $1\frac{1}{2}$ —2fache des Pfahldurchmessers. In festem Boden legen sich die hölzernen Spitzen der Pfähle leicht um und erschweren dadurch das Eintreiben. Man hat sie deshalb wohl durch Anflammen gehärtet. Ungleich wirksamer ist es, sie mit eisernen Schuhen zu versehen.

Der Kopf des Pfahles wird rechtwinklig zur Längenrichtung des Pfahles abgeschnitten, an den Kanten etwas abgefaset, mitunter auch etwas konvex abgearbeitet, um vom Bären in der Mitte getroffen zu werden. Bei starken Rammschlägen wird der Pfahl mit einem sorgfältig aufgepaßten eisernen Ringe, dessen Abmessungen nach der Schwere des Rammbären und nach der Fallhöhe sich richtet, versehen. Der Ring schützt vor zu schneller Zerstörung der Holzfasern, muß aber, um diesen Zweck vollständig zu erfüllen, aus bestem sehnigem Eisen in einer Stärke von etwa 20 mm und einer Höhe von 60 mm hergestellt werden. Der Ring, welcher mit $\frac{1}{20}$ Neigung versehen sein muß, wird so eng gemacht, daß er erst durch einige Schläge des Bären zum festen Aufsitzen kommt.

Der mittlere Durchmesser eines Pfahles beträgt annähernd $\frac{1}{24}$ der Pfahllänge. Stehen die Pfähle mit den Spitzen auf festem Fels, so ist es ersichtlich, daß man sie so stark belasten kann, als die Knickfestigkeit des Holzes es gestattet.

Bezeichnet P die zulässige Belastung in kg,

l die Länge in m,

d den Durchmesser des Pfahles in cm,

so folgt aus $P = 45 \frac{J}{l^2}$ und $J = \frac{\pi d^4}{64}$ (Band I, S. 134 u. 135):

$$\dots P = 1,08 \left(\frac{d^2}{l} \right)^2 \quad (3)$$

Beispiel. Wie stark darf ein Pfahl von 5 m Länge und 21 cm Stärke belastet werden, wenn derselbe auf Felsen steht?

$$P = 1,08 \frac{21^4}{5^2} = 8400 \text{ kg.}$$

Die Tragfähigkeit der Pfähle, welche mit ihrer Spitze in nachgiebigem Boden stehen, kann man annähernd durch Rechnung finden.

Bezeichnet P die zulässige Belastung in kg,

Q das Bärgewicht in kg,

q das Pfahlgewicht in kg,

h die Fallhöhe des Bären in mm,

e die Tiefe, um welche der Pfahl beim letzten Schläge eindringt in mm,

so ist¹⁾ nach Ritter:

$$P = \frac{Q^2 h}{e(Q + q)} + Q + q \quad (4)$$

und nach Brix:

$$P = \frac{Q^2 q h}{e(Q + q)^2}. \quad (5)$$

Die Rechnung, welche zu diesem Resultate führt, setzt voraus, daß der volle Stoß des Bären beim Eindringen des Pfahles zur Wirkung kommt, was nie vollständig der Fall ist, bei Sandboden noch am meisten, bei den mehr oder weniger elastischen Bodenarten aber nur teilweise zutrifft. Man pflegt daher den Pfahl nicht so stark zu belasten, wie es die obige Formel angibt, sondern rechnet die zulässige Belastung P zu etwa $\frac{1}{4}$ der theoretischen, also nach der meist angewandten Formel von Brix:

$$P = \frac{Q^2 q h}{4e(Q + q)^2}. \quad (6)$$

Beispiel. Wie groß ist die zulässige Belastung eines Pfahles, wenn derselbe ein Eigengewicht von 300 kg hat und bei einem Bärgewicht von 800 kg und einer Fallhöhe von 2000 mm in den letzten 20 Schlägen 60 mm in den Boden eindringt?

In diesem Falle ist $e = \frac{60}{20} = 3$ mm und

$$P = \frac{800^2 \cdot 300 \cdot 2000}{4 \cdot 3 (800 + 300)^2} \text{ rund } 26500 \text{ kg.}$$

Bei allen wichtigen Bauwerken muß man die Tragfähigkeit durch eine Probebelastung nachprüfen.

Die Länge der Pfähle kann man in vielen Fällen nach vorstehendem ermitteln. Im allgemeinen wird man sie in zweifelhaften Fällen eher etwas zu lang nehmen als zu kurz und das überflüssige Stück später abschneiden. Ein zu starkes Eintreiben ist zu vermeiden, weil damit die Gefahr einer Zerstörung des Pfahles während des Rammens verbunden ist.

¹⁾ Brennecke, Grundbau.

Erweisen sich die Rammpfähle als zu kurz, so kann man sich entweder dadurch helfen, daß man sie dichter nebeneinander setzt, damit der Boden noch mehr zusammengepreßt und die auf jeden Pfahl kommende Last vermindert wird, oder daß man die Pfähle anspropft, d. i. durch ein aufgesetztes Stück verlängert.

2. **Spundwände** werden meist aus Kiefern- oder Buchenholz hergestellt. Die Spundbohlen sind nicht unter 25 cm und nicht über 35 cm breit (sonst viel Fugen bzw. Aufspalten) und schon für 2 m Länge nicht unter 8 cm dick zu nehmen; für jedes Meter Länge mehr, je nach der Bodenart 1—2 cm stärker. Um dem Verfen vorzubeugen, ist Holz von alten starken Stämmen zu verwenden, der Schnitt der Bohlen tunlichst symmetrisch zur Faserrichtung im Querschnitt herzustellen, langes Lagern vor der Verwendung zu vermeiden und die Spundung kurz vor dem Gebrauch auszuführen. Schwächere Bohlen erhalten Gratspundung (Fig. 16a), halbe Spundung (Fig. 16c) oder Keilspundung (Fig. 16b),

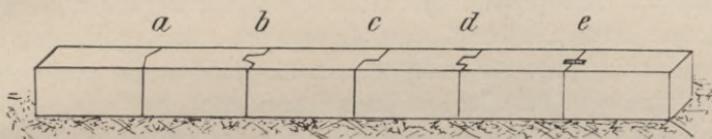


Fig. 16. Spundungen.

stärkere Bohlen werden mit quadratischer Spundung nach Fig. 16d versehen. Besonders vorteilhaft ist die Spundung mit eingefetzter hölzerner oder eiserner Feder (Fig. 16e), weil bei dieser Anordnung Holz gespart und der ursprüngliche Querschnitt nicht geschwächt wird.

Am unteren Ende erhalten die Spundbohlen eine Schneide. Diese Schneide, welche symmetrisch zu den flachen Seiten der Bohle angeordnet wird, erhält eine Länge gleich der 2—3fachen Bohlenstärke. Bei sehr festem Boden versieht man die Spundbohlen häufig mit eisernen Schuhen, welche die Schneiden ihrer ganzen Länge nach umschließen.

3. **Einreiben der Pfähle und Spundbohlen.** Dieses kann erfolgen durch Rammen oder durch Einspülen mittels Wasser oder Dampf.

Das Rammen der Pfähle wird wie folgt ausgeführt: Die Pfähle werden zunächst durch eine Windevorrichtung hoch gezogen, dann mittels Tau oder Kanthaken an den Läuferinnen befestigt. Beim Beginn des Rammens erhält der Pfahl erst einige leichte Schläge, die allmählich verstärkt werden, wobei das Verhalten des Pfahles stets sorgfältig beachtet wird.

Die Rammarbeiten werden meist in Afford vergeben und nach der Rammtiefe oder nach der Anzahl der Pfähle vergütet. Zur leichteren

Kontrolle pflegt man die Rammpfähle mit einem oder mehreren eingebrannten Zeichen am oberen Ende zu versehen, so daß jederzeit die Länge und Rammtiefe zu erkennen ist. Bei wichtigen Rammarbeiten ist es üblich, einen Pfahlriß anzufertigen, aus welchem die Stellung der einzelnen Pfähle, sowie die Nummern, welche sie erhalten, zu ersehen sind und in Verbindung hiermit ein Rammregister oder Rammprotokoll zu führen.

Bei dem Rammen von Spundwänden pflegt man, namentlich bei schwachen Wänden, in Entfernungen von 3—4 m stärkere Bohlen, sog. Bundpfähle und in den Ecken ebenso starke Eckpfähle zu schlagen. Um die Spundwände während des Rammens in der richtigen Flucht zu erhalten, stellt man sie zwischen Zwingen, die am Kopfe und möglichst nahe am Boden mit den Bund- und Eckpfählen verschraubt werden. Statt der Bundpfähle werden auch wohl neben der Flucht der Spundwand beiderseitig besondere Pfähle zur Befestigung der Zwingen eingeschlagen, welche später wieder entfernt werden. Spundbohlen werden bei Anwendung eines größeren Bär's gewöhnlich paarweise eingetrieben und erhalten dann einen gemeinsamen Pfahlring. Bei Anwendung von Zugrammen, welche leicht verschieblich sind, tut man gut, ein möglichst großes Stück Spundwand gleichzeitig in der Weise in Angriff zu nehmen, daß man die Bohlen eine nach der andern immer etwa um 1 m tiefer einschlägt. Stellt sich dabei — durch Öffnen der Fugen — heraus, daß die Bohlen am Fußende sich klemmen, so treibt man die in der Mitte stehenden Bohlen tiefer ein, im umgekehrten Falle die an den Enden stehenden. — Bei Verwendung schwerer Rammen, bei denen ein Versetzen umständlich ist, schlägt man die Bohlen gleich in voller Tiefe ein. Um dabei einen dichten Schluß zu erhalten, ist es notwendig, die Bohlen oder Pfähle mit einer Schneide zu versehen, welche schräg zur Spundung steht, während man oben zwischen die Zwingen, wie immer zu diesem Zwecke, Keile zwischen Klemmhaken oder durchgesteckte Bolzen sanft gegen die Bohlen treibt. Nach Fertigstellung der Spundwand werden die Zwingen zweckmäßig zum Zusammenhalten und gegenseitigen Unterstützen der einzelnen Bohlen verwendet, indem man sie auf beiden Seiten der Spundwand anbringt und durch eine genügende Anzahl von Schraubenbolzen miteinander verbindet.

Beim Einspülen der Pfähle wird der Pfahl aufgerichtet, etwa mittels Rammwinde, und an seinen Standort gebracht, dann wird durch Eisenrohre, die man vorher an den Pfahl mit Eisenklammern lose befestigte, Druckwasser der Pfahlspitze zugeführt. Der ausströmende Wasserstrahl wühlt den Boden auf, drückt die locker gewordenen Erdmassen heraus, und der Pfahl beginnt zu sinken. Vorteilhafter für das Einsenken ist es, hierbei den Pfahl zu belasten, oder mit einer leichten Ramme demselben

Schläge zu erteilen, auch den Pfahl zu drehen und zu rütteln. Nach beendeter Senkung wird das Druckrohr herausgezogen. Dieses Verfahren, welches für Sand- und Kiesboden besonders geeignet ist, aber auch im Lehmboden mit Nutzen angewendet werden kann, bietet gegenüber dem Rammen den Vorteil, daß auch schwache Pfähle, die unter den Rammschlägen zersplintern würden, eingetrieben werden können, und daß das umliegende Erdreich wenig oder gar nicht erschüttert, ein nahe gelegenes empfindliches Bauwerk also nicht geschädigt wird. Statt des Druckwassers ist bei hohlen eisernen Pfählen auch hochgespannter Wasserdampf mit Erfolg verwendet worden. — Das Einspülen der Spundbohlen geschieht auf ähnliche Weise.

§ 7. Pfähle und Spundwände aus Beton.

Pfähle und Spundwände aus Beton haben gegenüber denen aus Holz den Vorzug, daß sie nicht an den Grundwasserstand gebunden sind. Das zu Grundbauten verwendete Holz muß stets unter Wasser bleiben, wenn es nicht faulen und dadurch die Standfähigkeit des Bauwerks gefährden soll. Beim Eintreiben der Pfähle und Spundwände aus Holz muß daher die Baugrube stets bis zum Grundwasser ausgeschachtet werden. Anders beim Beton, dessen Tragfähigkeit und Dauer gänzlich unabhängig von der Höhe des Grundwassers sind.

1. Pfähle aus Beton. Bei diesen kann man unterscheiden Pfähle, die in fertigem Zustande in den Boden eingetrieben und solche, die auf der Baustelle erst zubereitet werden. Erstere haben meist einen dreieckigen, quadratischen oder vieleckigen Querschnitt mit abgefasten Ecken und je einem Längsstab in jeder Ecke (Fig. 17). Auch gerippte Querschnitte kommen vor, die besonders für einzuspülende Pfähle geeignet sind (Fig. 18).

Zum Schutze des Pfahlkopfes dient eine eiserne oder stählerne „Schlaghaube“. Mit Schlaghaube und bei guter Querbewehrung kann ein Pfahl von 1600 qcm Querschnitt über 200 Schläge bei 4000 kg Bärge-
gewicht und 2 m Fallhöhe ohne Nachteil aushalten. Die Pfahlspitze wird durch einen Schuh aus Stahlguß geschützt.

Die Betonpfähle, welche auf der Baustelle hergestellt werden, kann man einteilen in Pfähle „mit verlorener Form“ und in solche „mit herausziehbarer Form“. Zu ersteren zählen die Pfähle von Mast und Stern, zu letzteren die Simplex- und Straußpfähle. Bei den Betonpfählen System Mast werden unten spitzzulaufende Eisenbetonhülsen mit einer Ramme in den Boden hineingetrieben, dann wird die Hülse mit Beton gefüllt.¹⁾

¹⁾ H. Struif, Der Betonpfahl „System Mast“.

Der patentierte „Betonblechrohrpfahl“ System Stern ist dem vorigen ähnlich, hat aber meist eine konische Form. Der große Widerstand, den konische Pfähle im Erdboden erzeugen, indem ihre ganze Länge zur Lastverteilung ausgenutzt wird, gestattet geringere Pfahllängen und verhältnismäßig kleine Durchmesser anzuwenden. Sie eignen sich besonders für „schwebende“ Pfahlgründungen, bei denen die Pfahlspitze nicht den festen Baugrund erreicht.

Beim Simplexpfahl ist der Boden der schmiedeeisernen Pfahlform beim Eintreiben geschlossen, beim Herausziehen aber geöffnet. Das Schließen und Öffnen erfolgt durch eine am unteren Ende der Form angebrachte Doppelklappe, die im geschlossenen Zustande gleichzeitig als Pfahlspitze dient. Hat die Rohrform die gewünschte Tiefe erreicht, so wird Beton eingefüllt und eingestampft, die Form aber gleichzeitig langsam gehoben (Fig. 19). Für den

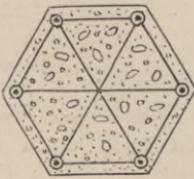


Fig. 17. Betonpfahlquerschnitt.

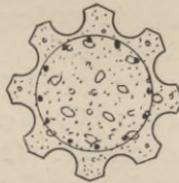


Fig. 18. Gerippter Betonpfahl.

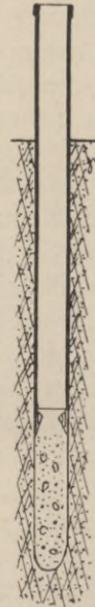


Fig. 19. Simplexpfahl.

Straußpfahl wird eine zylindrische, unten und oben offene Form aus Eisenblech in den Boden versenkt, und zwar mittels Bohrung. Nach Entfernung des Bohrguts wird dann mit besonderen Eimern der Beton schichtenweise eingebracht und gestampft, dabei das Rohr langsam emporgezogen (Fig. 20). Ingenieur A. Wolfscholz zeigt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1911 Nr. 13, wie statt des Betons auch flüssiger Zement in den Boden gepreßt werden kann. Alle diese Pfähle, welche im weichen Zustande in die Erde gebracht werden, haben wegen ihrer rauhen Oberfläche und ihrer Verfittung mit dem sie einhüllenden Erdreich eine große Tragfähigkeit.

2. Spundbohlen aus Beton.¹⁾ Der Beton zu Spundbohlen erhält stets eine Eiseneinlage. Die Bohlen werden gewöhnlich mit Nut und

¹⁾ Zement und Beton 1911, S. 559.

Feder in Breiten von 60 cm hergestellt, doch hat die Praxis gezeigt, daß man unbedenklich mit der Bohlenbreite bis zu 1,0 m gehen kann; man vermindert dadurch die Zahl der Fugen, auch wird an Eiseneinlagen gespart. Die Spundung soll aus Kreisbogen zusammengesetzt, nicht eckig sein. Die Schneiden können mit V-förmigem Eisen bewehrt werden. Bei den zwangsläufigen Eisenbeton-Spundbohlen, System Lang-Hamburg, wird die Spundung durch einbetonierte Eisen bewirkt, welche ein seitliches Verschieben der Bohlen verhindern.

In der Regel werden die Bohlen, falls es der Untergrund zuläßt, durch gleichzeitiges Spülen und Rammen in den Boden getrieben. Durch zu starke Spülung kann der Boden so aufgewühlt werden, daß einzelne Bohlen ihren Halt verlieren und abtreiben. Ein solches Abtreiben ist aber bei zwangsläufiger Führung ausgeschlossen. Beim Rammen müssen die Bohlen elastische Hauben tragen.



Fig. 20. Straußpfahl.

§ 8. Pfähle und Spundwände aus Eisen.

Solche haben den Vorteil, daß sie leicht und billig herzustellen sind, wenig Raum einnehmen und ohne besondere Schwierigkeiten wieder entfernt werden können, während allerdings ihre Dauer wegen des Kostens eine begrenzte ist. Immerhin wird die Rostgefahr nicht größer sein als bei den Wasserleitungsrohren, die man seit Jahrzehnten ohne Bedenken aus Eisen herstellt.

1. Eiserne Pfähle. Diese hat man aus Guß- und Schmiedeeisen hergestellt und sie als Schraubenpfähle, als Scheibenpfähle oder als Spizpfähle in Anwendung gebracht.

Die Schraubenpfähle sind an ihrem unteren Ende mit Schrauben versehen, welche einmal das Einschrauben der Pfähle in den Boden ermöglichen und zum anderen die Grundfläche der Pfähle vergrößern und dadurch ihre Tragfähigkeit erhöhen soll. Die Form der Schraube richtet sich nach der Bodenart, je nachgiebiger der Boden, um so flacher wird die Schraube. Bei schmiedeeisernen Pfählen wird die Schraube entweder angeschmiedet oder durch einen Keil mit dem Pfahl verbunden. Hohle gußeiserne Pfähle werden in der Regel aus mehreren Stücken zusammengesetzt, die an den Flanschen zusammengeschraubt werden. Das unterste Stück trägt die angegossene Schraube. — Besonders geeignet sind die Schrauben für Fundamentvergrößerungen von Bauwerken, z. B. für Verlängerungen von Brückenpfeilern, da das Einschrauben sowohl ohne Erschütterungen der Bauwerke, als auch ohne wesentliche Auflockerung des Bodens zu bewirken ist.

Scheibenpfähle sind gußeiserne Hohlpfähle, die unten durch eine gerippte Scheibe geschlossen sind. Aus dem Bodenverschluß ragt ein etwa 5 cm weiter Rohrstutzen hervor. Durch diesen Rohrstutzen wird Druckwasser in den Boden gepreßt, um den Pfahl zu senken, ganz in derselben Weise, wie bei Besprechung des Einspülens hölzerner Pfähle angegeben wurde. Die Rippen auf der Fußplatte haben den Zweck, beim Hin- und Herdrehen des Pfahles den Boden aufzuwühlen, damit er sich leichter beiseite spülen lasse.

Spizpfähle allein angewendet, haben nur geringe Tragfähigkeit, wenn sie nicht bis auf den festen Baugrund (Felsen) getrieben werden können. Große eiserne Hohlpfähle, sogenannte Abessinier-Brunnen, können durch „Innenrammung“, bei der der Rammkloß durch den Hohlraum unmittelbar auf die eingesetzte Pfahlspitze fällt, versenkt werden. Auch Wasserspülung wird bei solchen Pfählen angewandt.

2. Eiserne Spundwände. Durch die Anwendung des Eisens soll bewirkt werden, daß bei der fertigen Wand die Wasserdichtigkeit und der Widerstand gegen den Erddruck möglichst groß, der Materialaufwand, die Rammarbeit und die Herstellungskosten aber möglichst klein werden. Man verwendet zu solchen Wänden heute fast ausschließlich Schmiedeeisen, entweder Bleche oder Profileisen. In Deutschland haben weite Verbreitung gefunden die Hängeblech-Spundwand (System Lang) und die aus Profileisen zusammengesetzte Spundwand „System Parßen“.

Die Hängeblech=Spundwand (System Lang) wird aus einzelnen Bogenblechen von der in Fig. 21 gezeichneten Form zusammengesetzt. Die Bleche erhalten eine Nutbreite von 60 cm; weil sie außerdem nur wenig Boden verdrängen, so wird das Einrammen derselben sehr erleichtert. Durch ihre zwangsläufige Falzverbindung mit Labyrinthdichtung wird erreicht, daß die in den Bogenblechen auftretenden Horizontalkräfte

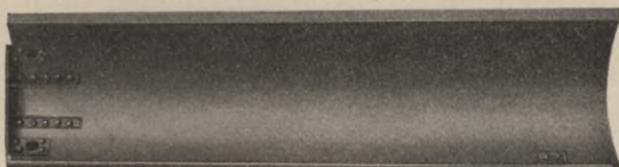


Fig. 21. Hängeblech=Spundwand.

in einwandfreier Weise aufgenommen werden; vorausgesetzt, daß die Bleche in den Falzen abgestützt werden. Zur Aufnahme des Ramschslages ist am Kopfe des Bleches ein Winkel angenietet, zum Wiederausziehen der Tafeln dienen zwei in das Blech eingeschnittene und mit Laschen verstärkte

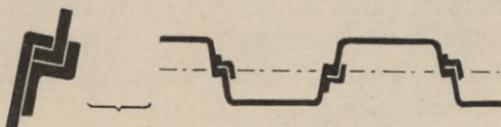


Fig. 22. Spundwand (System Larßen).

Öfen. Angefertigt werden die Bleche von der Maschinenfabrik Buckau in Magdeburg.

Die eiserne Spundwand („System Larßen“) ist in ihrem Querschnitt möglichst der Wellenform angepaßt, ohne in der neutralen Achse der Spundwand unnötig viel Material anzuhäufen (Fig. 22). Dieses ist dadurch erreicht, daß Spundwand Eisen von gleichen rinnenförmigen Walzprofilen wechselseitig zu beiden Seiten der neutralen Achse des Gesamtquerschnitts der Spundwand derart angeordnet sind, daß sie sich zur doppelten Wellenhöhe ergänzen, und daß ihre Verbindungsstellen in die Nähe der neutralen Achse des Gesamtquerschnitts zu liegen kommen.

Diese von der Dortmunder Union hergestellte Wand besitzt bei verhältnismäßig geringem Gewichte ein hohes Widerstandsmoment.

C. Die Baugrube.

§ 9. Ausheben der Baugrube.

Die Größe der Baugrube ergibt sich aus der Abmessung des Fundaments und aus der gewählten Gründungsart, ist daneben aber von den Boden-, Wasser- und örtlichen Verhältnissen abhängig.

Bei manchen Gründungsarten wird die Baugrube auf den zum Tragen des Fundaments erforderlichen Raum eingeschränkt (z. B. bei Brunnen- und Luftdruckgründungen); bei anderen Arten, namentlich bei solchen Gründungen im Wasser, bei welchen man die Baugrube nach vorheriger Umschließung trocken legt, um die weiteren Arbeiten zu Tage ausführen zu können, wird die Baugrube in der Regel größer als das eigentliche Fundament gemacht, um innerhalb der Umschließungen noch Raum zur Aufstellung von Arbeitsmaschinen, zur Herbeischaffung von Materialien und zu ähnlichen Zwecken zu gewinnen. Eine über das unbedingte Erfordernis hinausgehende Erweiterung der Baugrube bietet zwar manche Erleichterung in der Ausführung des Fundaments, hat aber den großen Nachteil, den Wasserzudrang und damit die Kosten des Wasserschöpfens zu vermehren. Deshalb ist man andererseits bei großen Baugruben, z. B. für lange Brückenpfeiler, Futtermauern usw. darauf bedacht, die Gruben in mehrere Abteilungen zu zerlegen und diese nacheinander in Angriff zu nehmen. Die Wasserschöpfung dauert dann kürzere Zeit, und der Boden wird weniger aufgelockert; die Verbindung der einzelnen Fundamentteile wird dabei indessen schwierig, weshalb ein solches Verfahren nicht immer zulässig ist.

Je tiefer man die Grube von vornherein aushebt, desto stärker wird der Wasserdruck und -Andrang. Bei losem Boden pflegt man daher die Sohle anfangs höher stehen zu lassen und erst mit dem Fortgang der Arbeiten nach Bedürfnis weiter zu gehen.

Die Neigung der Böschungen, welche die Baugrube umschließen, richtet sich nach der Beschaffenheit des Erdreichs. Häufig ist man in der Ausdehnung der Baugrube durch die Örtlichkeit beschränkt, oder es empfiehlt sich der Kostenersparnis wegen, die Seitenwände steiler herzustellen, als das unbedeckte Erdmaterial es zuläßt, oder letzteres wird infolge des Wasserzudrangs beweglich und bedarf eines besonderen Schutzes. In solchen und ähnlichen Fällen ist es gebräuchlich, die Wände ganz oder teilweise mit Brettern und Bohlen zu verschalen und durch Pfähle

und Verstreungen oder Verankerungen zu schützen. Die Schalbretter werden dabei wagerecht oder lotrecht gestellt; letzteres geschieht vorzugsweise bei beweglichem Boden, wie Triebsand u. dergl.

Das Ausheben des Bodens erfolgt im wasserfreien Erdreich und in künstlich trocken gelegten Baugruben durch Ausgraben und damit verwandte Arbeiten, welche man bis auf etwa 0,3 m unter Wasser fortsetzen

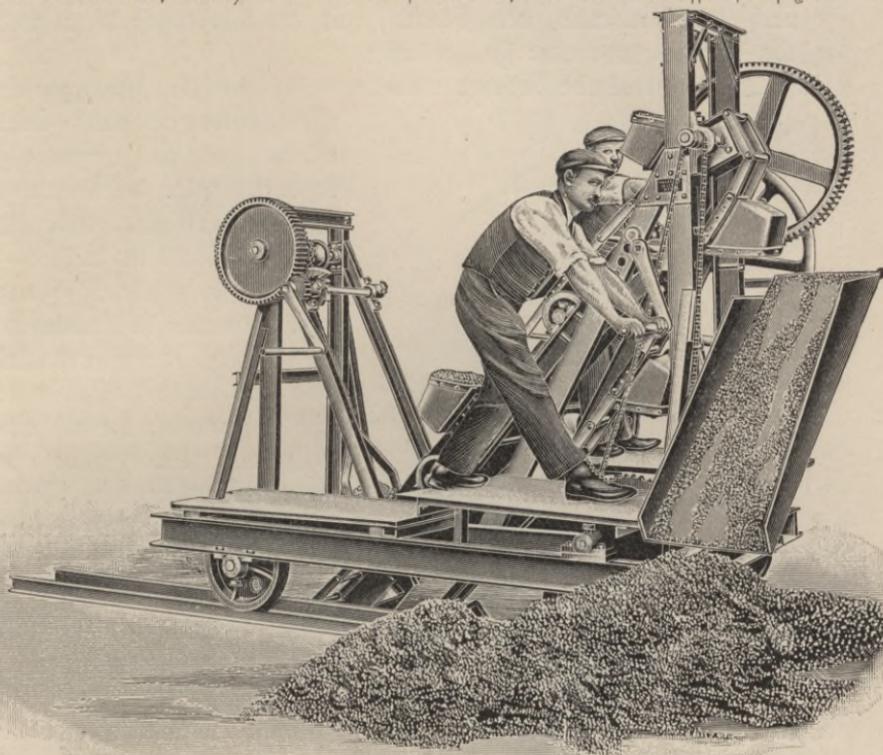


Fig. 23. Handeimerbagger.

kann, bei größerer Wassertiefe durch Baggern. Fig. 23 zeigt einen Handbagger in Tätigkeit. Näheres über Bagger wird in § 20 angegeben.

§ 10. Umschließung und Trockenlegung der Baugrube.

1. Umschließung. Baugruben, die seitlichem Wasserzudrang unterworfen sind, müssen durch dichte Umschließungswände begrenzt werden. Die Umschließung soll den Wasserzutritt abschneiden oder vermindern, das umgebende Erdreich am Nachstürzen in die Grube hindern, mitunter auch das fertige Fundament vor Unterpülungen durch fließendes Wasser schützen.

Das Maß der zu erreichenden Wasserdichtigkeit hängt davon ab, ob man die Baugrube ausschöpfen, oder nur erzielen will, daß das in der Baugrube befindliche Wasser keine Strömung hat. Das letztere genügt z. B., wenn man ein Betonfundament unter Wasser ausführen will. Nach Vollendung des Fundaments werden die Umschließungswände meist wieder entfernt. Die Umschließung der Baugrube geschieht je nach dem Baugrund, dem Baustoff und der Wassertiefe durch Bohlwände, Spundwände oder Fangedämme.

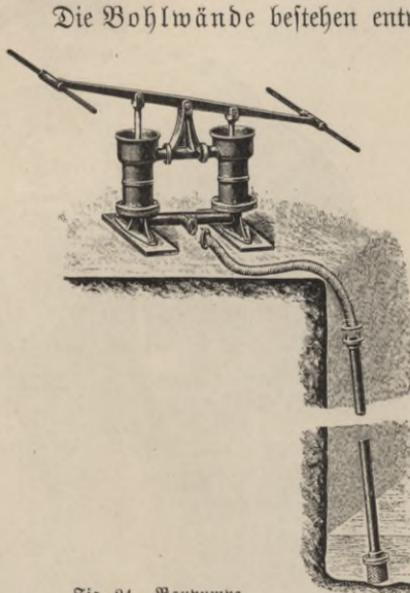


Fig. 24. Baupumpe.

Die Bohlwände bestehen entweder aus senkrechten, sich gegenseitig überdeckenden Bohlen (Stülpwände) oder aus wagrecht gelagerten Bohlen, die in genuteten Pfählen endigen. Über die Spundwände ist in §§ 6—8 Näheres angegeben. Fangedämme kommen in Anwendung, wo die Bohl- oder Spundwände nicht ausreichen. Man unterscheidet Fangedämme mit einer Holzwand und solche mit mehreren Holzwänden (Kastenfangedämme). Bei ersteren erhält die Holzwand auf der Wasserseite eine mit Rasen bedeckte Erdschüttung. Die Kastenfangedämme bestehen aus mehreren meist parallelen lot-

rechten Holzwänden, zwischen die man Dichtungsmaterial gebracht hat. Als Füllmaterial ist feuchter sandiger Lehm oder lehmiger Sand recht geeignet. Das Material wird in dünnen Lagen eingebracht und gehörig festgestampft. Besonders bewährt hat sich eine Mischung von lehmigem Sand und Gerberlohe.

2. Trockenlegung der Baugrube. Diese kann entweder durch Preßluft erfolgen, wie bei der Luftdruckgründung, durch Verstopfung des Zuflusses oder durch Beseitigung des eingedrungenen Wassers. Die Anwendung der Preßluft wird bei der Luftdruckgründung besprochen.

Der Zufluß des Wassers kann teils durch die nicht vollständig dichten Umschließungswände, teils durch den Boden der Grube stattfinden. Tritt das Wasser in der Sohle der Baugrube an einzelnen Stellen besonders heftig hervor, so versucht man wohl, solche vereinzelte Quellen zu

dichten oder durch Abdämmung abzusondern. Bei größeren Bauanlagen und durchlässigem Boden ist es ratsam, den Grundwasserstand vor dem Aushub des Bodens so weit zu senken, daß das Aufquellen des Wassers und hierdurch eine Lockerung des Bodens verhindert wird. Man erreicht dieses dadurch, daß man außerhalb oder innerhalb der Baugrube Brunnen senkt und in diesen den Wasserstand tiefer als die Bausohle hält. Bei kleineren Anlagen begnügt man sich damit, innerhalb der Baugrube aber außerhalb des Fundaments einen „Sumpf“ anzulegen, in dem sich das Wasser der Baugrube ansammelt und die gröberen Erdteile, durch welche das Wasser verunreinigt wird, ablagern. Aus dem Sumpfe wird alsdann das Wasser mittels Schöpfmaschine entfernt, wie in Fig. 24 gezeigt wird. Die Wasserschöpfmaschinen sollen im Abschnitt „Wasserbau“ näher behandelt werden.

II. Die wichtigsten Gründungsarten.

A. Flachgründungen.

Flachgründungen können dort ausgeführt werden, wo die oberen Erdschichten so tragfähig sind, daß ein tieferes Eindringen in den Boden unterbleiben kann. Der Baugrund soll sich unter der Last des Bauwerks durchaus gleichmäßig aber nicht zu stark setzen. Dementsprechend muß die Last über den Baugrund verteilt werden. Diese Verteilung übernimmt das Fundament. Bei der Anlage des Fundaments hat man demnach anzustreben, daß die Mittelkraft der Gebäudelast möglichst durch die Mitte der gedrückten Bodenfläche geht, daß der Druck des Bauwerks die Bausohle rechtwinklig schneidet und daß die Belastung eine der Tragfähigkeit des Baugrundes entsprechende Größe nicht überschreitet.

Bezeichnet Q die Gebäudelast in Kilogramm und k den zulässigen Bodendruck in Kilogramm auf 1 qcm, so wird bei gleichmäßig verteilter Last die erforderliche Grundfläche in Quadratzentimeter:

$$F = \frac{Q}{k}. \quad (7)$$

Hat die Grundfläche des Bauwerks die Form eines Rechtecks von b cm Breite und erleidet dieses Rechteck auf 1 cm Länge einen Druck von P kg, so wird, wenn P in der Mitte angreift, der Bodendruck in Kilogramm auf 1 qcm:

$$k = \frac{P}{b}. \quad (8)$$

Wenn P nicht in der Mitte der Fundamentsohle angreift, aber auch nicht aus dem inneren Drittel derselben heraustritt, und wenn der

Abstand der Kraft P von der Jugenmitte gleich e ist, so erhält man den größten und kleinsten Bodendruck aus den Formeln:

$$k_1 = \frac{P}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right), \quad (9)$$

$$k_2 = \frac{P}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right). \quad (10)$$

Ist z. B. $P = 375$ kg, $b = 150$ cm und $e = 15$ cm, so wird

$$k_1 = \frac{375}{150} \left(1 + \frac{6 \cdot 15}{150}\right) = 4 \text{ kg/qcm},$$

$$k_2 = \frac{375}{150} \left(1 - \frac{6 \cdot 15}{150}\right) = 1 \text{ kg/qcm}.$$

Wie man k_1 und k_2 durch Zeichnung finden kann, ist im Band I auf S. 248 gezeigt worden; die Entwicklung der Formeln wird im Band II § 74 gegeben.

Zu Verbreiterungen der Fundamente eignen sich fast alle Tragwerke, welche Druck von oben aufnehmen (Decken) oder einem seitlichen Drucke widerstehen (Stützwände). Die Fundamentverbreiterungen haben den von unten nach oben wirkenden Widerstand des Baugrundes aufzunehmen, der sie mehr oder weniger gleichmäßig belastet. Je nach der Lage der Verbreiterungen zu dem aufstehenden Mauerwerk können sie berechnet werden wie Kragerwerke oder wie Tragwerke, die auf zwei oder mehr Stützen ruhen. Die Berechnung solcher Tragwerke wird im IV. Abschnitt behandelt.

§ 11. Verbreiterung des Fundaments durch Mauerwerk, Sand oder Holz.

1. Gemauerte Fundamentabsätze. Massive Mauern erhalten eine absatzweise Verbreiterung. Die Breite eines Absatzes, dessen obere Fläche Grundbank oder Bankett genannt wird, soll mit Rücksicht auf den Mauerverband höchstens 15 cm betragen. Das Verhältnis der Breite b zur Höhe h bewegt sich bei Fundamentabsätzen innerhalb der Grenzen 1 : 2,5 und 1 : 1. Durch Versuche beim Bau der Berliner Stadtbahn ist festgestellt worden, daß noch keine Zerstörung des Mauerwerks eintrat, wenn der Druck p in Kilogramm auf 1 qcm Fundamentsohle betrug

$p =$	2,4	3,2	3,3	3,35	5,6
$b : h =$	1 : 1,15	1 : 1,43	1 : 1,73	1 : 2,12	1 : 2,6

Hieraus geht hervor, daß man der Fundamentverbreiterung einen schwachen Anlauf geben muß, wenn der Baugrund stark belastet werden soll. Hat man nach vorstehenden Regeln die Breite der Fundamentsohle und die Breite und Höhe der Fundamentabsätze festgestellt, so kann der Fall eintreten, daß die Summe sämtlicher Absatzhöhen größer wird als die angenommene Fundamenttiefe. Alsdann muß man entweder den unteren Teil des aufgehenden Mauerwerks verstärken oder, falls dieses zweckmäßiger sein sollte, die Fundamenttiefe vergrößern.

Soll der Baugrund möglichst gleichmäßig belastet werden, so muß die Mittellinie des Druckes durch die Mitte der Fundamentsohle gehen. Hieraus folgt, daß man zur Erreichung dieses Zieles die Fundamentabsätze bei Mauern mit konzentrischer Belastung symmetrisch und bei Mauern mit exzentrischer Belastung unsymmetrisch zu gestalten hat.

2. Umgekehrte Gewölbe. Bei dieser Gründungsart sucht man den Druck des Bauwerks dadurch auf eine größere Fläche zu verteilen, daß man zwischen die Mauerfundamente umgekehrte Gewölbe oder Erdbogen einspannt. Es sind meist Tonnengewölbe, welche zwischen zwei benachbarten Parallelmauern eingezogen werden; selten kommen Klostergewölbe (sog. Erdkappen) zur Anwendung. An den Bogenkämpfern müssen, wenn die Pfeiler nicht reichliche Stärke erhalten, Verankerungen angebracht werden, namentlich an den Ecken. In der neuesten Zeit kommen diese Gewölbe selten mehr zur Ausführung, man verwendet lieber Platten aus Beton oder Eisenbeton.

3. Sandschüttung. Diese schon im Altertum bekannte Verbreiterung der Fundamente ist neuerdings sehr in Aufnahme gekommen. Der Sand füllt wie der Beton die Unebenheiten des Bodens leicht aus und führt eine günstige Druckverteilung herbei. Die Druckverteilung gestaltet sich so günstig, daß besonders nachgiebige Stellen der Bausohle keine örtlichen Senkungen der Schüttung veranlassen, sondern die Stellen werden durch den Sand gleichsam überbrückt und dadurch unschädlich gemacht. Vorausgesetzt wird hierbei eine genügende Mächtigkeit der Sandschicht. Weil sich der Druck nahezu unter 45° nach unten verteilt, der Fuß der Sandschüttung daher um ebensoviele vor den Begrenzungen des darauf zu setzenden Mauerkörpers vorspringen muß, als die Schüttung hoch ist, so kann die Stärke der Schicht bestimmt werden nach der Formel

$$h = \frac{b - b_1}{2}. \quad (11)$$

In dieser Formel bedeutet:

- h die Höhe der Sandschüttung,
 b die aus den Formeln 8—10 ermittelte untere Breite derselben und
 b_1 die Breite des Mauerfußes.

Bei einer Stärke unter 75 cm wird jedoch eine gleichmäßige Druckverteilung nicht mehr eintreten, der Baugrund unter dem Mauerwerk wird alsdann stärker belastet.¹⁾

Eine zu große Höhe der Sandschüttung bewirkt ein starkes Setzen bei aufgebrachtener Mauerlast. Ein seitliches Ausweichen des Sandes findet jedoch infolge des vertikalen Druckes nicht statt,²⁾ das Setzen wird demnach bloß durch das innigere Aneinanderrücken der einzelnen Sandkörner hervorgerufen. Sobald die Zusammendrückung ein gewisses größtes Maß erreicht hat, verwandelt sich der Sand in eine kaum preßbare Schicht.³⁾

Die Herstellung der Schüttung muß in einzelnen wagerechten Lagen von 20—30 cm Stärke erfolgen; jede Lage wird mit Wasser begossen und mittels Rammen oder Walzen gedichtet. Das Verdichten kann unter Umständen noch dadurch gefördert werden, daß man die Sandschüttung längere Zeit nach der Ausführung regelmäßig mit Wasser begießt. — Der auf die Sandschüttung aufzusetzende Mauerkörper ist erst einige Zeit nach Vollendung der ersteren auszuführen, es ist das Mauerwerk nur langsam zu erhöhen und rasch bindender Mörtel dafür zu verwenden.

Die Sandgründung ist vor allem für weichere Bodenarten, die eine starke und gleichmäßige Druckverteilung erfordern, geeignet; insbesondere ist es Torf-, Moor- und nasser Lehmboden, wo die Sandschüttung gute Dienste leistet. Beschränkt wird die Anwendung der Sandfundamente allerdings dadurch, daß die Belastung, die sie mit Sicherheit tragen können, bei 0,75—2,0 m Mächtigkeit höchstens 2—3 kg für 1 qcm betragen darf.

4. Schwellroste, im wesentlichen aus Holz bestehend, sind in der Neuzeit fast gänzlich von den Gründungen aus Beton verdrängt worden.

Die Oberkante des Schwellrostes muß mit Rücksicht auf die Erhaltung des Holzes mindestens 30, besser 50 cm, unter dem niedrigsten Wasserstande angeordnet werden. Die Roste werden gewöhnlich so hergestellt, daß man auf den Boden der Baugrube Querschwellen verlegt und auf diesen kreuzweise Längsschwellen anordnet, die wiederum mit einem Bohlenbelag überdeckt werden. Die viereckigen Felder oder Fächer, welche durch die beiden Schwellenlagen entstehen, werden bis zur Höhe des Bohlenbelages ausgefüllt; auf letzteren wird das Mauerwerk aufgesetzt.

¹⁾ Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, Band II, Abt. II, S. 178.

²⁾ Dasselbst, Band I, Abt. II, S. 29.

³⁾ Dasselbst, Band I, Abt. II, S. 291.

Bei Gründungen im Wasser muß der Schwellrost mit einer Spundwand umgeben werden, die das Ausspülen des Bodenmaterials zu verhindern hat. Da die Spundwand nicht so leicht einsinkt als der Rost, so soll sie von den Bewegungen des letzteren unabhängig bleiben und deshalb stets getrennt von diesem gehalten werden.

§ 12. Gründungen aus Beton und Eisenbeton.

Betonplatten mit und ohne Eiseneinlagen haben als Fundamentverbreiterungen in der Neuzeit die weiteste Verbreitung gefunden. Die Ausführung unter Wasser erfordert eine andere Bauweise als die im Trockenen, im Wasser wird man das Fundament aus Schüttbeton herstellen, im Trockenen es dagegen aus Stampf- oder Eisenbeton aufbauen.

1. Betongründungen im Trockenen. Stampfbeton wird man meist zu Platten mit kleinerer, Eisenbeton zu solchen mit größerer Ausladung verwenden.

Bei Platten aus Stampfbeton, die nur eine Mauer zu tragen haben, kann man die größte zulässige Ausladung gleich der Stärke der Platte setzen; alsdann ergibt sich diese Ausladung oder Stärke aus Formel (11)

$$h = \frac{b - b_1}{2}.$$

Als größte zulässige Ausladung der Eisenbetonplatten kann man nach Band III, S. 12 des Handbuchs für Eisenbetonbau das 10fache der Mauerdicke annehmen, wenn die Stärke der Platte gleich der Mauerdicke gesetzt wird. Das Biegemoment des ausfragenden Plattenteils findet man aus der Formel

$$M = \frac{P l}{2}, \quad (12)$$

wenn P den auf die Platte wirkenden halben Mauerdruck und l die Ausladung bedeutet.¹⁾ Geht die Grundplatte unter dem Gebäude hindurch, so daß sie mehrere Mauern zu tragen hat, so ist sie als ein mehrfach unterstützter und durch den Bodendruck gleichmäßig belasteter Träger zu berechnen.

Beispiel. Die in Fig. 25 dargestellte Fundamentplatte erleidet einen durch die Belastung der aufstehenden Mauern hervorgerufenen, aufwärts gerichteten Bodendruck von 0,67 kg/qcm oder auf 1 m Plattenbreite und 1 cm Plattenlänge einen Druck $p = 67$ kg. Zur Sicherheit

¹⁾ Nach Salinger ist das Gewicht der halben Platte von P abzuziehen, nach Prof. Kamisch dagegen P hinzuzuzählen (Zement und Beton 1908, S. 747 und 1909, S. 14).

wird bei der Berechnung das Lichtmaß zwischen den Mauern als Stützweite eingeführt mit $l = 3,75$ m. Betrachtet man die unter mehreren Mauern hindurchgehende Platte als an den Mauern fest eingespannt, so wird das Moment in der Plattenmitte

$$M = \frac{p l^2}{24} = \frac{67 \cdot 375^2}{24} = \sim 392400 \text{ cm/kg} \quad (13)$$

und das an der Mauer (Einspannungsmoment)

$$M_1 = -\frac{p l^2}{12} = -\frac{67 \cdot 375^2}{12} = \sim -784800 \text{ cm/kg}. \quad (14)$$

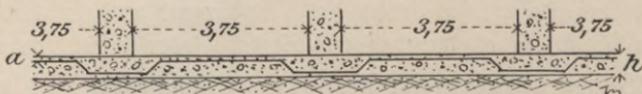


Fig. 25. Betonfundament.

Es ist $h = 50$ cm, $a = 4$ cm; für die Plattenmitte sind 12 Rund-
eisen von 10 mm Durchmesser mit einem Gesamtquerschnitt $f_e = 9,42$ qcm,
für die Plattenenden 20 Rundeisen mit $f_e = 18,84$ qcm vorgesehen.

Nach Formel 284 ist¹⁾

$$x = \frac{n \cdot f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1 \right]. \quad (15)$$

Daraus berechnen sich für eine 100 cm breite Platte und für die
Plattenmitte

$$x = \frac{15 \cdot 9,42}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 46}{15 \cdot 9,42}} - 1 \right] = 10,1 \text{ cm},$$

$$h - a - \frac{x}{3} = 42,63 \text{ cm}.$$

Betonspannung (Formel 286):

$$k_b = \frac{2 \cdot 392400}{100 \cdot 10,1 \cdot 42,63} = \sim 18,2 \text{ kg/qcm}.$$

Eisenspannung (Formel 287):

$$k_e = \frac{392400}{9,42 \cdot 42,63} = \sim 975 \text{ kg/qcm}.$$

Für die Plattenenden (unter den Mauern) ergeben sich durch eine
ähnliche Berechnung Spannungen im Beton $k_b = 27$ kg/qcm, im Eisen
 $k_e = 975$ kg/qcm. Die Haft- und Schubspannungen können nach den bei
der Berechnung der Eisenbetonbrücken gegebenen Regeln ermittelt werden.

¹⁾ Vergl. Abschnitt: Statik und Festigkeitslehre.

Das Eisen wird fast stets so eingebettet, daß es die Zugspannungen in der Platte aufnimmt, selten kommt es auch an die Stellen, wo Druck herrscht. Der Beton ist nach den im Band I gegebenen Regeln herzustellen, schichtenweise einzubringen und zu stampfen.

2. Beton Gründungen im Wasser. Dient bei Gründungen in trockener Baugrube der Beton gewöhnlich nur dem Zweck, die Sohle zu verbreitern, so soll derselbe bei Gründungen im Wasser sehr häufig außerdem den Wasserzudrang zur auszus schöpfenden Baugrube hindern; er muß also hier nicht nur fest, sondern auch dicht sein. Das Betonfundament wird entweder bis nahe unter Niedrigwasser ausgeführt, um dann das Mauerwerk ohne weiteres aufsetzen zu können, oder es erhält nur eine solche Stärke, daß es dem Auftrieb des Wassers widerstehen kann.

Bei dem Versenken des Betons ist besonders darauf zu achten, daß der Beton nicht frei durchs Wasser fällt, weil sonst ein Entmischen desselben stattfindet, daß der frische Beton nicht durch bewegtes Wasser ausgewaschen wird und daß die versenkten Massen dicht aneinander schließen und sich miteinander verbinden können. Der Beton wird versenkt bei kleineren Wassertiefen meist mit dem Versenkrohr, bei größeren Tiefen mit dem Versenkkasten.

Das in Fig. 26 dargestellte Beton-Versenkrohr ist namentlich für das Betonieren zwischen Spundwänden geeignet. Die Versenkvorrichtung besteht aus einem Unterwagen, welcher in der Längsrichtung der Baugrube auf Schienen fahrbar ist, und aus einem Oberwagen, der auf dem Unterwagen läuft und sich quer zur Baugrube bewegen läßt. Der Oberwagen trägt einen Trichter, der unten in ein rundes Rohr ausläuft. Dieses Rohr mündet in ein etwas weiteres Rohr, das mit Flaschenzügen so an den Oberwagen aufgehängt ist, daß es teleskopartig über das obere Rohr hochgezogen werden kann. Bei Beginn der Betonierung wird das untere Rohr bis auf die Sohle der Baugrube hinabgelassen, dann durch den Trichter mit Beton gefüllt und um soviel hochgezogen, als die Dicke der auf die Sohle aufzubringenden Betonschicht betragen soll. In dieser Höhe wird das untere Rohr vorläufig gelassen, der Oberwagen langsam quer zur Baugrube bewegt und durch den Trichter fortwährend Beton nachgefüllt. Hat man in dieser Weise eine Schicht Beton in der ganzen Breite der Baugrube aufgebracht, so wird der Unterwagen entsprechend vorgerückt und eine neue Lage Beton neben die erste versenkt. Da das untere Rohr in der Höhe genau einstellbar ist, läßt sich die Dicke der einzelnen Betonschichten genau bestimmen und eine wagerechte, ebene Oberfläche derselben erzielen.

Sollen größere Flächen unter Wasser, die nicht durch Spundwände abgegrenzt sind, betoniert werden, oder ist der Beton sehr tief ins Wasser zu versenken, dann verwendet man besser den in Fig. 27 dargestellten Versenkkasten. Der Kasten ist auf einem aus zwei Nachen gebildeten Floß aufgehängt; das den Kasten tragende Seil läuft über eine Winde

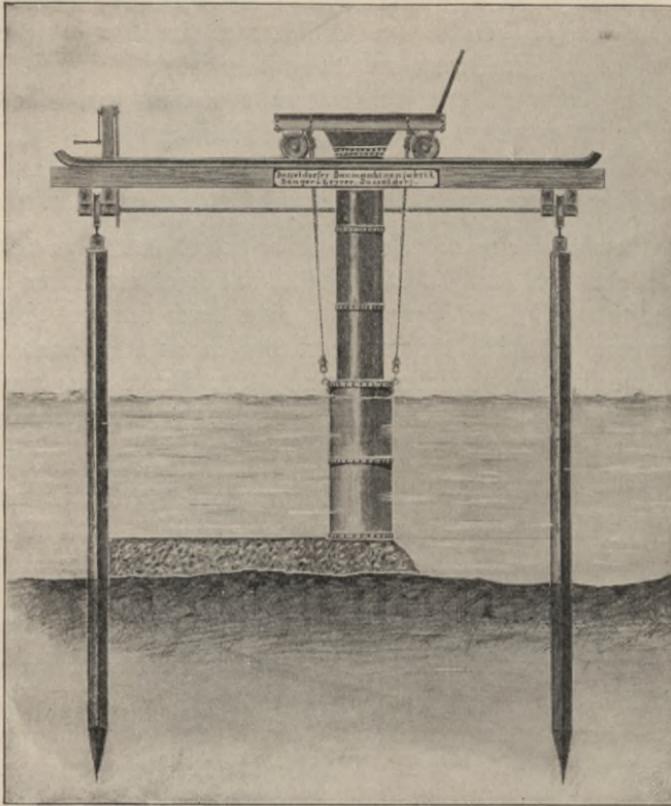


Fig. 26. Versenktrohr.

und trägt am anderen Ende ein Gegengewicht, das etwas schwerer ist als der leere Betonkasten. Ist der gefüllte Kasten an der Bremse herabgelassen und entleert, so zieht das Gegengewicht ihn wieder empor. Das Entleeren geschieht durch einen Seilzug, welcher die beiden Bodenklappen öffnet, sobald der gefüllte Kasten unten ankommt. Die Versenkkasten können auch durch vorhandene Krane oder andere Hebezeuge bewegt werden. Bei ganz kleinen Betonierungen benutzt man statt der Kasten Säcke, die mit der Hand versenkt werden können.

Dort, wo Strömung oder Wellenschlag dem frisch versenkten Beton gefährlich werden können, versenkt man mitunter den Beton nicht in frisch bereitetem Zustande, sondern nachdem er erst über Wasser eine gewisse

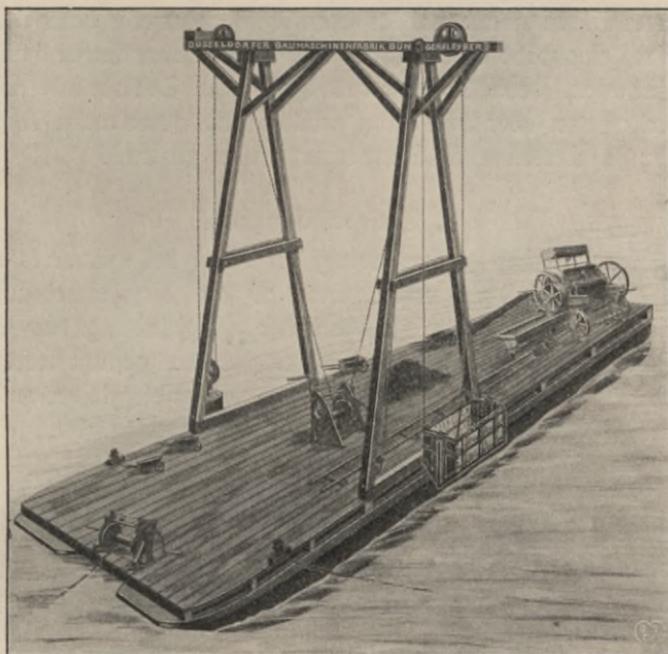


Fig. 27. Versenkkasten.

Härte erlangt hat. Der Zement wird dann vom Wasser nicht leicht mehr ausgespült, während der Beton noch so dehnbar ist, daß er, auf dem Boden angekommen, sich der Form desselben anschließt.

§ 13. Senkkasten mit unterem Boden.

Gründungen im Wasser können auch so hergestellt werden, daß man unten und seitlich geschlossene, oben aber offene, wasserdichte Kästen aus Holz, Eisen oder Beton auf den vorher zugerichteten Baugrund versenkt und im Schutze dieses Kastens das Fundament bis über Wasser führt. Wird der Senkkasten unmittelbar auf den Baugrund gestellt, so muß die Sohle möglichst genau abgeglichen sein. Das Abgleichen läßt sich bei Sandboden noch am leichtesten ausführen. Stets muß die Baugrube sich in stillem Wasser befinden, weshalb man diese bei fließendem Wasser zunächst zu umschließen hat.

Bei hölzernen Senkkästen bildet der Boden einen liegenden Krost, den man am besten aus mehreren sich kreuzenden Lagen von Bohlen oder Balken herstellt, damit er an der unteren Fläche eben wird und sich der Sohle der Baugrube gut anschließt. Wohl der größte eiserne Senkkasten mit unterem Boden wurde in Ruzhaven benutzt; derselbe hatte eine Länge von 120 m, eine Höhe von 15,5 m und eine mittlere Breite von 8,7 m. Auch Senkkästen, deren Boden aus Holz, die Seitenwände aber aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton gebildet sind, kommen in der Neuzeit öfters vor; sie werden auch Schwimmpfeiler genannt.

B. Tiefgründungen.

Während bei der Flachgründung der Druck des Bauwerks auf eine möglichst große Tragfläche verteilt wird, so daß die Flächeneinheit nur einen geringen Druck erhält, soll bei der Tiefgründung das Bauwerk nur von wenigen tiefliegenden, tragfähigen Punkten gestützt werden. Je nach der Tiefenlage dieser Stützpunkte und des Wasserpiegels verwendet man Pfahl- und Pfeilergründung, Brunnengründung oder Luftdruckgründung.

§ 14. Pfahl- und Pfeilergründung.

Bei dieser Gründungsart wird der Druck des Bauwerks durch Pfähle oder Pfeiler auf die tiefer gelegenen tragfähigen Stellen des Baugrundes übertragen. Pfähle werden in den Boden versenkt, Pfeiler dagegen von unten nach oben aufgebaut. Über die Pfähle aus Holz, Beton und deren Tragfähigkeit ist früher Näheres angegeben. Die in § 7 beschriebenen Pfähle, welche in vorher eingerammte oder eingebohrte Löcher auf der Baustelle aus Beton hergestellt werden, können auch den Pfeilern zugezählt werden. Meist aber werden die Pfeiler in bergmännisch getauften Baugruben oder unter Bauwerken, die auf einer Anschiebung errichtet werden sollen, aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton, hochgeführt. Unter der Erdgleiche werden alsdann die Pfeiler durch Gurtbogen, sogenannten Grundbogen miteinander verbunden.

Pfähle verbindet man an ihrem oberen Ende durch einen Krost, den „Pfahlkrost“. Wir unterscheiden tiefen und hohen Pfahlkrost, je nachdem die Pfähle kurz oberhalb des Grundes abgeschnitten sind (Grundpfähle) oder hoch hinauf etwa bis zum niedrigsten Wasserstande reichen (Langpfähle). Bei der ersten Gründungsart ruht der Krost auf den Pfählen und dem Baugrund, während er bei der zweiten Art sich von dem Boden abhebt, also nur von den Pfählen getragen wird.

Die Verteilung der Pfähle im Grundriß soll derart geschehen, daß jeder Pfahl möglichst die gleiche Belastung erfährt, und daß auf jede

Ecke ein Pfahl zu stehen kommt. In der Regel läßt sich diese Bedingung dadurch am einfachsten erfüllen, daß man die Pfähle reihenweise eintreibt. Die einzelnen Pfahlreihen erhalten alsdann gewöhnlich einen Abstand von 0,8—1,2 m und die Pfähle einer Reihe einen solchen von 1,0 bis 1,5 m. Der Pfahlabstand ergibt sich genau aus der Anzahl der Pfähle, der Größe des Fundaments und dem Angriffspunkt der Belastung. Bezeichnet P die Gesamtbelastung, p die Tragfähigkeit eines Pfahls und n die Anzahl der Pfähle, so ist

$$n = \frac{P}{p}. \quad (16)$$

Die Richtung, in welcher die Kostpfähle eingerammt werden, muß möglichst der Druckrichtung der zu stützenden Last entsprechen. In den meisten Fällen wird diese lotrecht sein. Bei Widerlagern, Futtermauern, überhaupt bei Bauteilen, die einen starken Seitenschub erfahren, wird man dagegen die Pfähle der Druckrichtung entsprechend schräg einrammen. Bisweilen genügt es, nur eine oder einige Pfahlreihen schräg zu stellen, die übrigen aber lotrecht anzuordnen. In manchen Fällen, z. B. bei den Mittelpfeilern gewölbter Brücken, ist der Seitenschub veränderlich, nicht nur was seine Größe, sondern auch seine Richtung betrifft, so daß er bald von der einen, bald von der anderen Seite wirken kann. Alsdann werden einzelne Pfähle oder Pfahlreihen schräg gestellt, jedoch nach verschiedenen Richtungen derart, daß den am häufigsten vorkommenden Druckverhältnissen in geeigneter Weise entgegengewirkt wird.

Die Kostdecke, welche die Last des aufliegenden Baukörpers aufnimmt und auf die Pfähle überträgt, kann aus Holz oder Beton bestehen. Hölzerne Kostdecken sind den Schwellrosten ähnlich. Zwei sich kreuzende Schwellenlagen, sowie ein aufgebrachtter Bohlenbelag bilden auch hier die gewöhnliche Anordnung. Die einer Pfahlreihe angehörigen Pfähle werden meist durch Langschwellen oder Holme miteinander verbunden. Die Querschwellen, welche quer über die Langschwellen gelagert werden, können mit letzteren verkämmt oder gleichzeitig mit dem Bohlenbelag durch Nägel oder Schrauben befestigt werden.

Beton-Pfahlrost werden in der Weise gebildet, daß man auf die eingerammten und in gleicher Höhe abgeschnittenen Pfähle eine Betonschicht von entsprechender Mächtigkeit aufbringt. Die Pfahlköpfe dürfen nicht weniger als 15 cm in den Betonkörper reichen, und dieser soll über den Pfahlköpfen mindestens 0,50 m, besser 0,75 m Stärke haben.

Im allgemeinen ist der Beton-Pfahlrost einer Holzkonstruktion vorzuziehen. Derselbe gestattet meist eine einfachere und raschere Ausführung;

seine Kosten sind jedenfalls nicht höher als die des hölzernen Pfahlrostes, und man vermeidet zwischen Pfählen und Mauerwerk eine Zwischenkonstruktion, die aus vielen Holzteilen zusammengesetzt ist. Wassers schöpfen, welches die Arbeit verteuert und nicht selten nachteilig auf die Nachbargrundstücke wirkt, kann beim Beton-Pfahlrost gänzlich vermieden werden.

§ 15. Brunnengründungen.

Man versteht hierunter das Verfahren, Hohlprismen durch Schichten von ungenügender Tragfähigkeit bis auf den tragfähigen Baugrund durch Entfernen des Bodens im Innern zu versenken und dann den Hohlraum mit Beton, Mauerwerk, Steinen oder Schotter auszufüllen. Wenn zusammenhängende Teile eines Bauwerks durch mehrere Brunnen unterstützt werden sollen, so sind die Brunnen an ihrem oberen Ende durch Gewölbe, Platten aus Eisenbeton oder auch durch eiserne Träger miteinander zu verbinden. Je nach den Stoffen, aus welchen die Senfkörper bestehen, unterscheidet man steinerne, hölzerne und eiserne Brunnen.

1. Steinerner Senkbrunnen. Diese werden meist aus Ziegelmauerwerk, seltener aus Beton hergestellt. Von den verschiedenen Grundrißformen, welche man den Senkbrunnen gegeben hat, ist die kreisrunde, wie sie bei Wasserbrunnen üblich ist, für das Senken die günstigste. Derartig gestaltete Brunnen haben im Verhältnis zur Grundfläche die geringste Umfläche, erleiden also die geringste Reibung im Boden; sie gestatten ferner wegen der konzentrischen Lage des Senkkörpers zum Mittelpunkt der Baugrube ein gleichmäßiges Senken. Endlich besitzen kreisrunde Brunnenwände auch die größte Widerstandsfähigkeit gegen den seitlichen Bodendruck. Für sehr tiefe Gründungen wird diese Form noch am häufigsten angewandt. Bei weniger bedeutenden Tiefen haben sich indessen auch rechteckige und unregelmäßige Formen bewährt, und man hat sie gern gewählt, weil sie sich in den meisten Fällen der Grundrißform des zu tragenden Bauwerks besser anpassen lassen als runde.

Die geringste Größe der dem Brunnen zu gebenden Grundfläche bestimmt sich nach der Tragfähigkeit des Baugrundes. Die Tiefen, bis zu welchen in Deutschland Senkbrunnen ausgeführt sind, überschreiten selten das Maß von 8 m unter Niedrigwasser.

Die Stellung der Brunnen zueinander richtet sich nach der Form und Bestimmung des Bauwerks, welches sie zu tragen haben. Kommt Seitendruck vor, wie bei Futtermauern, so stellt man sie häufig ganz nahe, desgleichen bei Brückenpfeilern, um möglichst wenig an tragender Grundfläche zu verlieren und die Herstellung der oberen Verbindung der Brunnen durch Platten, Gewölbe usw. zu erleichtern.

In senkrechter Richtung wird der Brunnen, um während des Senkens die Reibung des Bodens zu vermindern, nach oben verjüngt, mit etwa $\frac{1}{24}$ — $\frac{1}{12}$ Anlauf der Wände. An der Innenseite wird der Brunnen nach unten abgesehrt, um die Fläche, mit der er sich auf den Boden stützt, zu vermindern und das Eindringen zu erleichtern.

Zur Unterstützung des Brunnenmauerwerks beim Senken und zur Vermehrung seines Zusammenhanges dienen Schlingen oder Kränze; diese werden meist aus Holz gefertigt, häufig mit Eisen verstärkt, mitunter

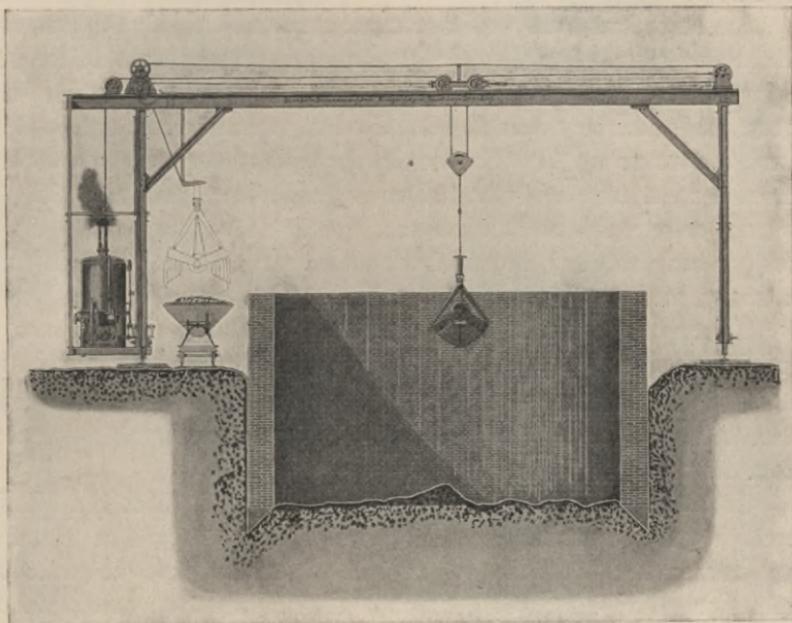


Fig. 28. Brunnengründung.

auch ganz aus Eisen hergestellt. Hölzerne Schlingen erhalten gewöhnlich eine mehr oder weniger keilartige, von den Abmessungen des aufzunehmenden Mauerwerks abhängige Querschnittsform. Sie werden am einfachsten durch einzelne Bohlenlagen übereinander zusammengesetzt, durch Bolzen und Nägel verbunden und an der unteren Kante wohl noch mit einem Reifen versehen. Gußeiserne, aus einzelnen Stücken mittels Flanschen zusammengesetzte Kränze finden nur selten Anwendung, häufiger solche aus Schmiedeeisen, etwa nach Fig. 28.

Die Stärke, welche das Brunnenmauerwerk erhalten muß, um gegen die in wagerechtem und lotrechtem Sinne auf dasselbe einwirkenden

Kräfte genügend widerstandsfähig zu sein, ist durch Rechnung schwer zu ermitteln, weil es kaum möglich ist, die beim Senken vorkommenden Spannungen zu übersehen. Da aber der Kostenunterschied zwischen dem Brunnenmauerwerk und dem Füllmauerwerk nicht erheblich ist, so wird man die Wandstärke möglichst groß nehmen, andererseits aber den inneren Raum nicht so verengen, daß die Senkungsarbeiten dadurch erschwert werden. Bei deutschen Bauwerken schwankt das Verhältnis des Mauerquerschnitts zur Fläche des lichten inneren Raumes etwa zwischen 1:1 und 1:0,7.

In der Regel wird das Brunnenmauerwerk aus scharf gebrannten Steinen in Zementmörtel hergestellt, seltener in Traßmörtel, da dieser zu langsam bindet; auch wird die Außenfläche mit Zementmörtel sorgfältig verputzt, teils um die Reibung beim Senken zu verhindern, teils um für spätere Ausmauerung den Brunnen wasserdicht zu erhalten. Das Aufmauern der Brunnen erfolgt entweder in verschiedenen, dem Fortgang der Senkung entsprechenden Abzügen oder sofort in ganzer Höhe. Es ist dabei zu beachten, daß dem Brunnenmauerwerk, ehe es mit Wasser in Berührung tritt, genügende Zeit zum Erhärten gelassen werde.

Abweichend von der meist üblichen Herstellung der Brunnen in Backsteinmauerwerk hat man auch solche aus Betonrohren angefertigt.

Das Versenken der Brunnen geschieht entweder vom festen Boden aus oder von Gerüsten, die fest oder schwimmend angeordnet werden können.

Erhebt sich an der Gründungsstelle der Boden über den Wasserspiegel, so gräbt man ihn bis nahe zu diesem ab, verlegt den Brunnenkranz, mauert den Brunnen bis zu einer Höhe auf, wie sie unter den jedesmaligen Umständen für die Arbeit des Senkens am vorteilhaftesten erscheint, und kann dann nach genügender Erhärtung des Mauerwerks mit dem Senken vorgehen. Der Brunnen findet dabei von vornherein seine Unterstüzung auf dem Boden und sinkt mit der Entfernung desselben unterhalb des Brunnenkranzes allmählich tiefer. Der Boden wird im Innern des Brunnens anfangs durch Graben gelöst und durch Werfen oder Heben in Kübeln entfernt, solange das eintretende Wasser ohne Schwierigkeiten und Gefahren zu beseitigen ist. Wird der Wasserandrang zu stark oder der äußere Wasserdruck gefahrdrohend, so muß man zum Baggern übergehen.

Man benutzt hierzu die Indische Schaufel Fig. 29 oder den in Fig. 30 dargestellten Vertikalbagger. Bei gleichmäßigen leichten Bodenarten genügt für eine regelmäßige Senkung gewöhnlich die Herstellung einer trichterförmigen Baggergrube, in welche der Boden unter dem Druck

der Brunnenwand von den Seiten aus nachfällt. Stellt der Brunnen sich schief, so muß die Baggerung mehr in der Nähe des höher stehengebliebenen Theiles des Brunnenkranzes vorgenommen und so auf ein möglichst gleichmäßiges Versenken hingewirkt werden.

Die Arbeit vom festen Erdboden aus bietet Vorteile, die man häufig auch dann noch zu verschaffen sucht, wenn die Gründungsstelle unter Wasser liegt. Man bildet in solchen Fällen künstliche Inseln durch Sandschüttungen, die man je nach Erfordernis gegen den Angriff des Stromes durch Faschinen, Steine, Säcke mit Sand, durch Stülpwände, leichte Spundwände oder in ähnlicher



a geöffnet. b geschlossen.
Fig. 29. Indische Schaufel.

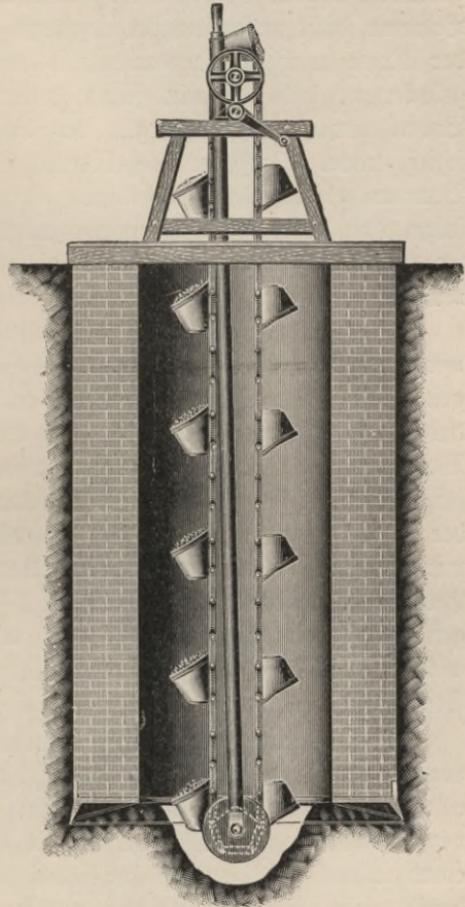


Fig. 30. Vertikalbagger.

Weise schützt. Ist die Bildung solcher Inseln nicht statthaft, so muß die Brunnenenkung von Gerüsten aus geschehen. Die Brunnenkränze werden dann mittels Ketten oder Stangen und Schrauben aufgehängt und mit dem aufgemauerten Brunnen hinabgelassen.

Fast bei allen Brunnen Gründungen ist bemerkt worden, daß die Masse des ausgehobenen Bodens wesentlich mehr betragen hat, als der der Grundfläche und der Senkungstiefe entsprechende Kubikinhalt, oft das $1\frac{1}{2}$ —3fache des letzteren. Diese Erscheinung erklärt sich dadurch, daß

beim Ausheben der Baggergrube nicht nur der Boden bis zum Brunnenfranze von den Seiten aus in die Grube nachfällt, sondern auch weiter abliegende Teile nachfolgen. Auf diese Lockerung des den Brunnen umgebenden Bodens ist besonders dann Rücksicht zu nehmen, wenn mehrere Brunnen dicht nebeneinander abgeteuft werden sollen. Wird die Senkung der Reihe nach vorgenommen, so wird jeder folgende Brunnen teils gelockerten, teils den in seiner natürlichen Beschaffenheit befindlichen Boden vorfinden und wegen des ungleichen Widerstandes beider sich schief stellen. Um dem vorzubeugen, empfiehlt es sich, die verschiedenen Brunnen gleichzeitig hinabzulassen, oder doch in einer solchen Aufeinanderfolge, daß dabei die Widerstände möglichst symmetrisch auftreten, z. B. werden bei 3 Brunnen zuerst die beiden äußersten und dann der mittlere gesenkt.

Nachdem der Brunnen bis auf die nötige Tiefe herabgelassen ist, wird derselbe an seinem unteren Ende durch eine Betonschicht wasserdicht geschlossen. Die Stärke des Betonbettes muß so bemessen werden, daß dasselbe nach dem Leerpumpen des Brunnens durch sein Gewicht dem Wasserdrucke gegen die Sohle genügenden Widerstand zu leisten vermag, bei einem spezifischen Gewichte des Betons von 2,0 also wenigstens gleich der halben Brunnentiefe. Das Versenken des Betons unter Wasser kann mit den in § 12 beschriebenen Geräten erfolgen. Nach Herstellung des Betonbettes pflegt man demselben 2—3 Wochen Zeit zu lassen, um genügend erhärten zu können, ehe mit dem Auspumpen vorgegangen wird. Demnächst erfolgt die Ausfüllung des Brunnens mit Mauerwerk, Steinen oder Magerbeton.

2. Hölzerne oder eiserne Senkbrunnen. Diese unterscheiden sich von der gemauerten wesentlich dadurch, daß sie nur als die Hülle von dem eigentlichen Fundamentkörper dienen, während die gemauerten einen wirklichen mittragenden Teil derselben bilden. Hölzerne Senkbrunnen erhalten einen rechteckigen oder einen kreisförmigen Querschnitt. Bei der Gründung durch eiserne Brunnen werden entweder nur einzelne Pfeiler von meist kreisrundem Querschnitt versenkt und diese wie gemauerte oder hölzerne Senkbrunnen miteinander durch Grundbogen, Träger u. dergl. verbunden, oder das Fundament des ganzen Bauwerks wird von einem entsprechend geformten Senkfaßen umschlossen.

§ 16. Luftdruckgründung.

Während bei der Brunnengründung ein unten und oben offener, bei der Gründung mittels Senkfaßen ein oben offener, unten aber geschlossener Hohlkörper in Anwendung kommt, wird bei der Luftdruck-

gründung ein Hohlkörper verwendet, der unten offen, oben aber geschlossen ist. Dieser hohle Körper, Arbeitskammer oder auch Caisson genannt, wird durch eingeführte verdichtete Luft wasserfrei gehalten und durch unmittelbares Ausgraben des Bodens in den Grund versenkt. Die Arbeitskammer kann aus Eisen, Mauerwerk oder Holz gebildet werden.

Besteht die Arbeitskammer aus Eisen, so trägt sie entweder über ihrer Decke das gemauerte Fundament, welches mit der fortschreitenden Versenkung hochgeführt wird (Fig. 31), oder sie bildet auch nur, ähnlich dem eisernen Senkbrunnen, eine bis über Wasser reichende Hülle, in deren Schutz nach beendeter Senkung der eigentliche Fundamentkörper aufgeführt wird. Diese letztere Anordnung war in früherer Zeit gebräuchlicher, wird aber neuerdings nicht mehr häufig angewendet. Wird die Arbeitskammer aus Mauerwerk oder Holz hergestellt, so bildet sie stets einen wirklichen Teil des Fundaments, welches während der Versenkung auf seiner Decke ruht.

Zur Vermittelung des Verkehrs zwischen der verdichteten Luft im Senkkörper und der gewöhnlichen atmosphärischen Luft dienen sogenannte Luftschleusen, die entweder unmittelbar über oder unter der Decke der Arbeitskammer in Schächten sich befinden, oder auch ganz oben über Wasser liegen und mit der Arbeitskammer durch eiserne besteigbare Schachttrohre in Verbindung stehen. Will ein Arbeiter in die mit Preßluft gefüllte Arbeitskammer, so geht er zunächst durch die Türe A in die Schleuse, schließt A, öffnet den Preßlufthahn C, bis auch die Schleuse einen mit der Arbeitskammer gleichen Luftdruck hat, dann öffnet er die Türe B und steigt nun durch den Schacht in die Arbeitskammer hinab.

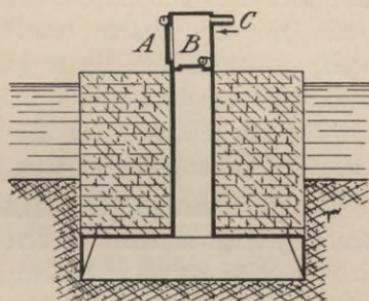


Fig. 31. Luftdruckgründung.

C. Verschiedene Gründungen und Sicherung der Fundamente.

§ 17. Verschiedene Gründungen.

1. Die Gefriergründung. Dieses Verfahren, welches bei dem Abteufen von Schächten in schwimmendem Gebirge vielfach mit Erfolg angewendet wird und dem Berg- und Hütteningenieur Poetsch patentiert war, besteht darin, daß künstlich hergestellte Kälte in die wasserhaltige Bodenschicht eingeführt und dadurch das Wasser in der Bodenschicht in

Eis verwandelt wird. Hierdurch nimmt der früher schwimmende Boden eine steinartige Beschaffenheit an und kann wie ein Felsen durchgraben werden.

2. Betonblöcke und Steinschüttung. Künstliche Blöcke aus Beton finden bei Gründungen besonders da Anwendung, wo am offenen Wasser mit ziemlich gleichbleibender Spiegelhöhe gebaut werden muß und wo der Untergrund hinreichend fest ist. Die Sohle wird für derartige Gründungen zunächst durch Baggern vom Schlamm gereinigt und geebnet, zu letzterem Zwecke auch wohl, wo es nötig ist, mit einer Schicht Beton, Steinschlag oder grobem Kies überdeckt. Die Blöcke, welche etwa 3—4 m lang, 2 m breit und $1\frac{1}{2}$ m dick sein können,¹⁾ versieht man an den Seiten und unten mit Schlitzen für die Ketten, mit denen sie versenkt werden sollen, oder auch mit länglichen, ganz durchgehenden Löchern, wenn man sie mit Hilfe von Ankern hinablassen will. Die Anker erhalten einen länglich geformten Kopf, so daß sie, wenn man sie um 90° dreht, durch die ebenfalls länglich geformten Löcher entfernt werden können. Durch einen Taucher läßt man die Blöcke in Verband versetzen und die Ketten lösen. Das Heben und Bewegen der Blöcke geschieht meist durch Krähne.

3. Zusammengesetzte Gründungen. Manchmal werden mehrere Gründungsarten miteinander vereinigt. Es kann z. B. Flach- und Tiefgründung miteinander verbunden werden, wenn auf Pfählen ein Sohlengewölbe, ein Senkfaßten oder dergl. ruht. Auch mehrere Flachgründungsarten können gleichzeitig Anwendung finden, wenn auf einer Sandschüttung eine Fundamentverbreiterung durch Mauerabsätze angebracht wird und bei ähnlichen Ausführungen. — Schließlich können auch zwei Tiefgründungen verbunden werden, z. B. Pfähle, die in der tiefsten Stelle eines Senkbrunnens eingerammt werden, um noch tiefer gelegene Bodenschichten zu erreichen und den Senkbrunnen zu stützen.

§ 18. Sicherung der Fundamente.

1. Sicherung gegen ungleichmäßiges Setzen. Ist der Boden gleichartig pressbar, so muß entweder das Fundament so gestaltet werden, daß die Mittelkraft der Bauwerksdrücke durch den Schwerpunkt der gedrückten Bodenfläche geht, oder es muß bei einseitiger Belastung die Tragfähigkeit des Baugrundes auf der Seite des stärksten Druckes entsprechend vergrößert werden. Die Verteilung des Druckes über die Fundamentsohle kann nach den Formeln 9 und 10 berechnet werden.

¹⁾ Franzius, Wasserbau, S. 78. Nach Merkel, „Schöpfungen der Ingenieurtechnik der Neuzeit“, wurden in Dublin Blöcke von 350 000 kg Gewicht versenkt.

Ist der Boden nicht gleichartig preßbar, so muß man die Last der Preßbarkeit des Bodens entsprechend verteilen oder den nachgiebigeren Boden befestigen. Man erreicht dieses durch die bei den einzelnen Gründungsarten angegebenen Mittel: Sandschüttung, Betonbett mit Eiseneinlage, passende Verteilung der Pfähle usw. In Wilhelmshaven haben sich die sogenannten Schienenrostse besonders bewährt. Dort wurden zwischen Fundament und Sockelmauerwerk alte Eisenbahnschienen derartig verlegt, daß das Mauerwerk unter und über den Schienen gut in Zementmörtel gemauert und die Schienen selbst in Zementmörtel gebettet liegen.

2. Sicherung gegen seitliches Verschieben. Wirkt der Druck des Bauwerks nicht rechtwinklig, sondern schräg gegen die Fundamentsohle, so treten seitlich gerichtete, verschiebende Kräfte auf. Eine seitliche Verschiebung ist wegen der auftretenden Reibung so lange nicht zu befürchten, wie die Abweichung des Drucks von der Winkelrechten 15 Grad nicht überschreitet. Bei einer größeren Abweichung sucht man das Abgleiten dadurch zu verhindern, daß man das Fundamentmauerwerk zahnsförmig in den Baugrund eingreifen läßt oder die Fundamenttiefe vergrößert. Durch eine tiefere Lage der Bausohle wird nicht nur das Gewicht des Mauerwerks und somit der Reibungswiderstand vermehrt, sondern auch der dem seitlichen Verschieben entgegenwirkende „passive Erddruck“ vergrößert. Dieser passive Erddruck wird durch den von der herrschenden Druckrichtung belegenen Erdkörper bewirkt. Nach Ott's Baumechanik läßt sich die in diesem Falle erforderliche Gründungstiefe t berechnen aus der Formel

$$t = \frac{1,414}{f + \sqrt{1 + f^2}} \sqrt{\frac{2H - (G + 2V)f}{\gamma}}, \quad (17)$$

wenn G das Eigengewicht des Fundaments und des darüber aufgeführten Mauerwerks, V die vertikal und H die horizontal wirkenden Seitenkräfte, γ das Gewicht der Kubikeinheit Bodenmaterial und f den Reibungskoeffizient des letzteren bezeichnet. Bei nassem Erdreich ist $f = 0,3$ zu setzen; der größte Wert von f ist zu $0,65$ anzunehmen.

3. Sicherung gegen Unterspülung. Wenn man die Fundamentsohle in eine solche Tiefe verlegt, in der das Wasser eine sehr geringe Geschwindigkeit hat, in der es also überhaupt auf den Boden keinen Angriff ausübt, so ist der beabsichtigte Zweck erreicht. Durch eine Spundwand wird das Fundament nur unvollkommen gesichert, denn eine Spundwand schützt zwar den Boden unter dem Fundament gegen Fortspülung, allein ein seitliches Fortspülen des Bodenmaterials um die

Spundwand herum und das dadurch hervorgerufene Ausweichen desselben wird nicht verhütet.

Steinschüttungen kommen entweder allein oder in Verbindung mit Spundwänden zur Verwendung. In letzterem Falle werden sie die Standfähigkeit der Spundwände erhöhen und das Wegspülen des Bodenmaterials um diese herum verhüten. In fließendem Wasser vertieft man in der Regel, um das Durchflußprofil nicht zu verengen, die Sohle an der Stelle, wo die Schüttung ihren Platz finden soll, und füllt dann die Vertiefung mit Steinen aus. Die schwersten Steine kommen in die obere Lage; wo es möglich ist, pflastert man auch die Schüttung regelmäßig ab, wobei die Steine in Mörtel oder auch in Ton verlegt werden; oder man verbindet die Steine mit Ketten (Kettensteinwürfe).

Unter den Steinarten eignen sich diejenigen zu Schüttungen am besten, welche ein hohes spezifisches Gewicht haben; desgleichen sind eckige, flache Steine den runden vorzuziehen. Die notwendige Größe der Steine richtet sich bei Schüttungen im fließenden Wasser nach der größten vorkommenden Geschwindigkeit.

Sind größere Steine zu kostspielig, so verwendet man vorhandene kleinere in Senkfasschinen, wiewohl diese Art des Schutzes der Sohlen nicht so sicher ist, als diejenige durch einfache Steinschüttung, weil die Fasschinen leicht zerstört werden. Bisweilen sichert man die Senkfasschinen noch durch Pfahlwerke. Man schlägt zu diesem Zwecke um die Fundamente herum Pfähle, deren Zwischenräume mit Fasschinen oder Steinen gefüllt werden.

Steinschüttungen und Fasschinen schützen nur den Teil der Flußsohle, welchen sie unmittelbar bedecken. Will man auch den übrigen Teil der Sohle schützen, so kann man denselben regelrecht abpflastern (Herdpflaster). Anstatt eines geschlossenen Herdpflasters begnügt man sich bei Durchlässen auch wohl mit sogenannten Herdmauern, welche in Breiten von 50—80 cm die Enden der einander gegenüberliegenden Flügel verbinden. Andererseits wendet man auch bei sehr schnell fließenden Gewässern Herdpflaster und Herdmauern vereint an.

Bei großen Geschwindigkeiten des Wassers verwendet man statt des Herdpflasters und der Herdmauern auch durchgehende Sohlengewölbe oder Betonschüttungen an, und zwar letztere, wenn die Trockenlegung der Baugrube schwierig ist.

Zweiter Abschnitt.

Wasserbau.

§ 19. Einleitung.

Von jeher haben die Kulturvölker die nährende, belebende Kraft des Wassers erkannt und nutzbar zu machen gesucht.

China, dieses über 4 Jahrtausende bestehende Reich, hat durch eine geregelte Wasserwirtschaft die schier unsaßbare Aufgabe gelöst, $\frac{3}{10}$ aller Menschen, an 430 Millionen, allein zu ernähren. Schon 2200 v. Chr. war das Land vielfach in gleichmäßige Losen unter die Ackerbauer verteilt. Zwischen zwei Losen befand sich eine Rinne, am Rande derselben ein Fußsteig; 10 Losen waren von einem Wasserlauf umflossen und am Rande derselben war abermals ein Weg. Um 100 Losen führte ein kleiner Kanal, dessen Ufer Straßen begleiteten, 1000 Losen waren von einem größeren Wasserlauf und einer Landstraße umgeben.¹⁾ Die zum Heben des Wassers angebrachten Schöpfräder und geneigte Schaufelwerke sind in China wahrscheinlich so alt wie der Ackerbau selbst.²⁾

Indien, dieses uralte Kulturland, würde in der ganzen Südhälfte unbewohnbar sein, wenn es nicht durch Tausende von Kanälen, künstlichen Teichen und Brunnen bewässert würde. Der größte Bewässerungskanal ist der Gangeskanal. Derselbe, gleichzeitig der Schifffahrt und der Bewässerung dienend, ist 1305 km lang. Die Präsidentschaft Madras hatte schon vor vierzig Jahren 53 000 Sammelteiche und 300 000 Wasserbaukunstbauten.

Assyrien, heute von Trümmerhügeln bedeckt, war früher reich bewässert. Herodot schreibt: „Das Land der Assyrer wird nur wenig beregnet; was die Wurzel des Getreides ernährt, ist folgendes. Das Saatfeld wächst durch Bewässerung aus dem Flusse, und das Getreide wird reif, nicht wie in Ägypten, wo der Fluß selbst auf die Felder austritt, sondern es wird durch der Hände und der Pumpen Arbeit bewässert,

¹⁾ Nach Reuleaux, Das Wasser.

²⁾ Prof. Dr. Rühlmann, Allgemeine Maschinenlehre, IV. Band, S. 316.

denn das ganze Land Babylonien ist von Kanälen durchschnitten, von welchen der größte selbst von Schiffen zu befahren ist; er liegt nach der Mitternachtssonne zu und läuft vom Euphrat aus in einen anderen Fluß, den Tigris, an welchem die Stadt Ninus erbaut war.“ Große kulturtechnische Wasserbauten sind namentlich von der Königin Semiramis (um 750 v. Chr.) erbaut worden. Diese bezeugt von sich: „Ich habe die Ströme gezwungen, dahin zu fließen, wo ich wollte, und ich wollte nur, wo es nützlich war; ich habe fruchtbar gemacht die dürre Erde, indem ich sie bewässerte durch meine Ströme.“

Ägypten, dieses Wunderland der alten Welt, würde ohne geregelte Wasserwirtschaft eine Wüste umgeben von Wüsten sein. Von der Großartigkeit der Wasserbauten zur Blütezeit des Landes, der Zeit der Pharaonen, macht man sich keinen Begriff, wenn man nicht mit Zahl und Maß an sie herangeht. Etwa 10 Meilen oberhalb des alten Memphis zog ein Kanal zum Möris-See, nach Professor Reuleaux wohl eine der größten Wasserbauten aller Zeiten, dessen Oberfläche mindestens 122 qkm gemessen habe. Als Pegel dienten zwei Pyramiden, jede über 180 m hoch, auf allen Seiten mit weithin sichtbarer Maßeinteilung versehen. Der See war in Verbindung mit dem Josephskanal (nach Joseph, dem Patriarchen) dazu bestimmt, die Überschwemmungen des Nils zu regeln. Dort, wo die Felder nicht unmittelbar von den Kanälen bespült werden konnten, schöpften zahlreiche Maschinen, Wippbrunnen und Norias das Wasser aus den Kanälen und zahlreich vorhandenen Brunnen. Die Art, wie diese Brunnen gebaut wurden, erkennt man noch in unseren modernen, in § 15 beschriebenen Bunnengründungen.

In Persien baute Darius im Anschluß an vorhandene großartige Veriefelungsanlagen eine mächtige Talsperre.¹⁾ Palästina war zur Zeit Salomos ein reich bewässertes Land: „Der Herr, dein Gott, führt dich in ein gut Land, ein Land, da Bäche und Brunnen und Seen inne sind, die an den Bergen und in den Auen fließen.“ Italien hat viele Tausend Kilometer Bewässerungskanäle; die Provinz Mailand ist zu 82 % ihrer Gesamtfläche künstlich bewässert. Spanien hat noch viele Wasserbauten aus der Zeit der Araber, namentlich am Kenil und seinen Nebenflüssen. Auf dem Turme der Alhambra befindet sich eine Wasserglocke aus dem Jahre 1492, welche dem Landmann draußen auf der Vega das Zeichen gibt, die Kanalschleusen zu öffnen oder zu schließen.

Überall und zu allen geschichtlichen Zeiten hat der Mensch das Wasser so zu führen gesucht „daß es ihm nützlich sei“, „daß es befruchte

¹⁾ Herodot, III. Buch 117.

die dürre Erde“. Auch in Deutschland ist die Kunst des Wasserbaues wohlbekannt. An unseren Küsten sind im Laufe der Jahrhunderte gewaltige Deiche von etwa 2000 km Länge und bis zu 12 m Höhe erbaut worden, um die norddeutsche Tiefebene gegen die Angriffe der tobenden Meereswogen zu schützen. Große Kanäle für die Schifffahrt oder Bewässerungen sind gegraben worden, oft unter den schwierigsten Boden- und Wasserverhältnissen. Flüsse und Ströme wurden gezwungen, das von ihnen zerstörte oder versumpfte Land wieder anzubauen oder aufzuheben. Geschickt werden in den niederrheinischen Sommerpoldern die Sinkstoffe der Flüsse für die Auslandung und Düngung der in den Niederungen belegenen Wiesen und Weiden nutzbar gemacht, und die Kieselwiesen, namentlich die in Pommern, Hannover und im Siegerlande sind weitbekannt. Für das Siegerland erschien schon im Jahre 1539 eine „Wizenordnung“ über die Anlage neuer Wiesen. Prof. Dünkelberg nennt das Siegerland einen Ort, „wo sich der künstliche Wiesenbau in klassischer Weise entwickelte und bis in die Neuzeit ein Muster für viele Gegenden, Landwirte und Techniker Deutschlands und des Auslandes geworden ist“.

In den nachfolgenden Abschnitten soll nicht der ganze kulturtechnische Wasserbau, es sollen im wesentlichen nur die aus Stein, Beton, Holz oder Eisen aufzuführenden Bauwerke, sowie die erforderlichen Maschinen und Geräte besprochen werden.

I. Maschinen und Geräte für den kulturtechnischen Wasserbau.

Diese Maschinen müssen, wie alle Baumaschinen, so beschaffen sein, daß ihre Aufstellung schnell und ohne erhebliche Kosten erfolgen kann; ihre Bauart muß einfach und kräftig sein. Die Einfachheit darf bis zu einer gewissen Grenze selbst auf Kosten des Wirkungsgrades erstrebt werden, weil die Bedienung der Maschinen nicht immer durch geübte und sachkundige Wärter erfolgen kann und Ausbesserungen an ihnen bei entlegener Baustelle meist nur mit großen Zeitverlusten ausführbar sind. Eine kräftige Bauart ist auch deshalb von Wert, weil bei einem durch ungenügende Haltbarkeit veranlaßten Unfall in den meisten Fällen mehr oder weniger Menschenleben bedroht sein werden.

§ 20. Bagger.

Baggermaschinen dienen zum Graben und Heben des Bodens; sie heißen „Naßbagger“, wenn sie den Boden unter Wasser lösen, und „Trockenbagger“, wenn sie ihn im Trockenen abgraben. Trockenbagger werden auch Gräbator oder Erdgraber genannt. Im 17. und 18. Jahr-

hundert kannte man nur Bagger, welche durch die Muskelkraft der Menschen und Tiere bewegt wurden; ihre Leistungsfähigkeit war daher nur gering. Erst die gewaltige Kraft des Dampfes konnte Bagger bewegen, welche täglich Tausende von Kubikmeter Boden förderten. Je nach der Wirkungsweise unterscheiden wir Bagger mit unterbrochener und solche mit stetiger Bodenförderung.

1. Bagger mit unterbrochener Bodenförderung.

Zu diesen gehören die Stielbagger, die Löffelbagger und die Greifbagger.

a) Die Stielbagger. Man hat Sackbagger, bei denen ein Sack oder Beutel an einem mit Stiel versehenen eisernen Ring oder Rahmen befestigt ist. Zieht man den Eisenrahmen durch den Grund, so füllt sich der Beutel mit Baggergut. Der Sackbohrer (Fig. 32) ist ähnlich gestaltet, nur ist der Stiel am unteren Ende zugespitzt oder schraubenförmig gestaltet, so daß man das Baggergerät in den Boden einschrauben kann. Der Schraubebagger besteht aus einer ziemlich flachgängigen Schraube, deren Ränder entweder nur ausgekrämpt sind, oder die, noch besser, mit einem Mantel umgeben ist. Die indische Schaufel ist eine starke, eiserne, um ein Scharnier an einem Stiele drehbare Schaufel, welche in lotrechter Stellung in die Erde gestoßen und unter kräftigem Druck auf die Bagger-



Fig. 32. Sackbohrer.

stange durch eine Windkette in wagerechte Lage gebracht und dann, mit Boden gefüllt, gehoben wird (Fig. 29).

b) Löffelbagger, das sind Trockenbagger, welche hochstehende Erdmassen abgraben und in Wagen verladen, wobei sie die Bewegung mit einer Handschaufel nachahmen. Der an einem Drehkran hängende 0,6—2,0 cbm Erde fassende Löffel wird mit seiner Vorderkante in den Boden gedrückt und gleichzeitig hochgehoben. Hierdurch wird die Erde abgegraben und der Löffel gefüllt. Nunmehr wird der gefüllte Löffel durch den Kran zurückgezogen und so gedreht, daß er über einen Förderwagen zu stehen kommt, in den er sich entleert, sobald seine Bodenklappe geöffnet wird. (Fig. 33.) Mit dem Löffelbagger können Lehm, Mergel, Ton, Trümmergesteine, festes Gerölle, weicher Sandstein, Kreide, überhaupt alle Bodenarten, welche mit der Hacke noch gelöst werden können, abgegraben und verladen werden.

c) Greifbagger oder Kranbagger (Fig. 34). Der an der Kran-

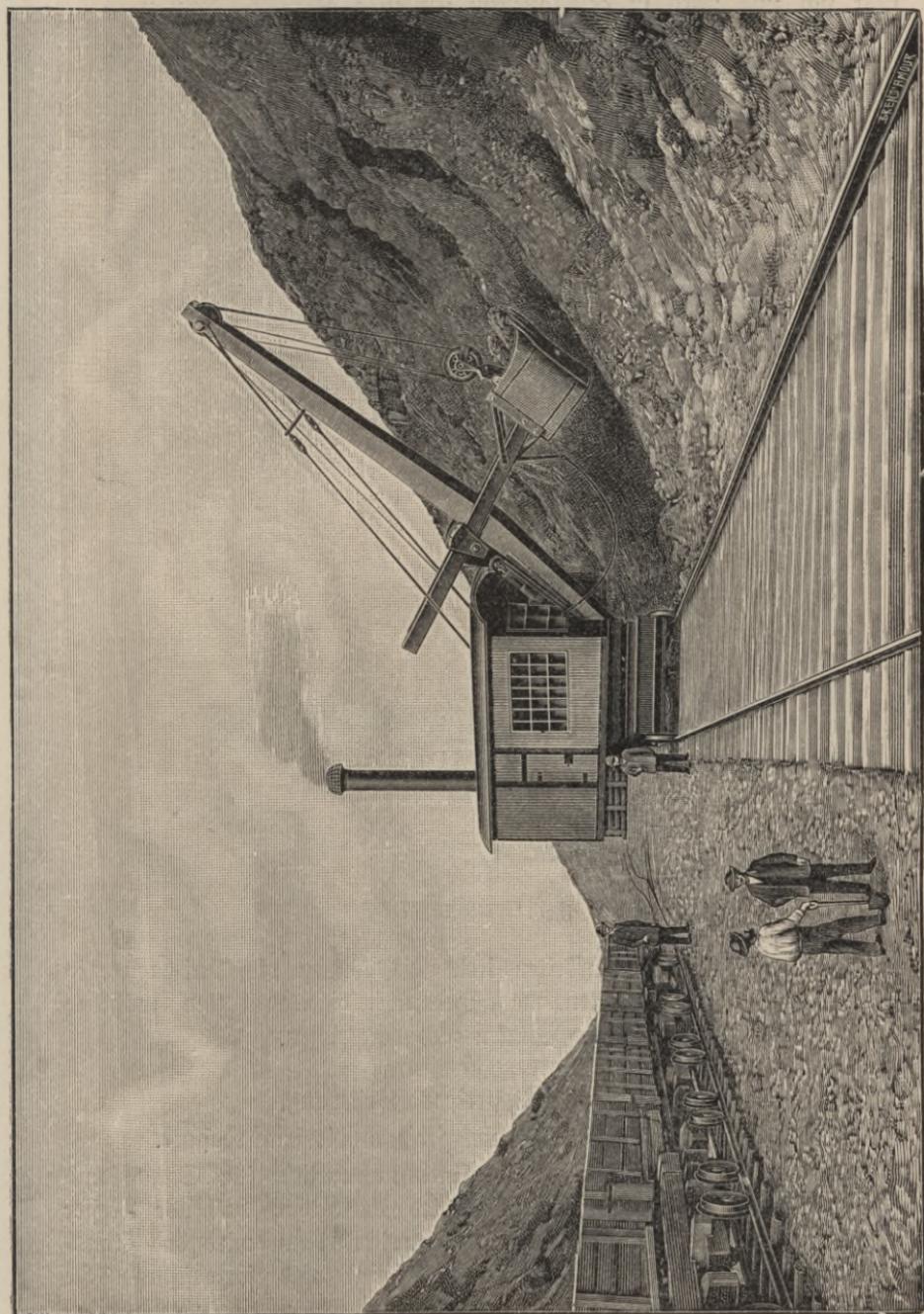


Fig. 33. Schiffbagger.

füllt sich und wird in geschlossenem Zustande gehoben, dann wird der Kran bis zur Entladestelle gedreht, der Greifer geöffnet und entleert. Man hat einkettige Greifer und solche mit zwei Ketten, von denen dann die eine zum Heben und Senken, die andere zum Öffnen und Schließen des Greifers dient. Der Greifbagger läuft auf Schienen, wenn er im Trockenen arbeitet (Trockenbagger), er ist auf einem Ponton befestigt,

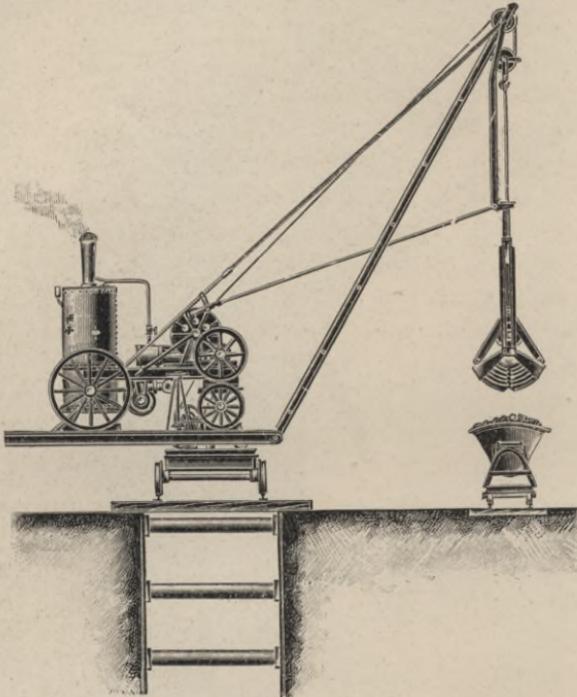


Fig. 34. Greifbagger.

wenn er als Raßbagger arbeiten soll. Es können die Greifbagger in jeder beliebigen Tiefe arbeiten, meist werden sie verwandt zum Ausheben von Gräben, Baugruben für Brücken und dergleichen.

2. Bagger mit stetiger Förderung.

Zu ihnen zählen die Pumpenbagger und die Eimerbagger.

a) Pumpenbagger. Diese sind namentlich für Sand- und Schlammförderung geeignet. Meist wird durch sich drehende Messer Sand und Schlamm abgelöst und aufgeweicht, dann wird das Sand- und Schlammwasser von Pumpen aufgesaugt und fortgeführt. Je nach der zur Anwendung kommenden Pumpenart unterscheidet man Kreiselpumpen-, Strahlpumpen- und Pulsometerbagger. Manchmal werden auch

Eimer- und Pumpenbagger so miteinander vereinigt, daß der Eimerbagger das Baggergut aus dem Wasser emporhebt und der Pumpenbagger dasselbe durch Druckröhren weiter schafft.

b) Eimerbagger oder Eimerkettenbagger. Bei ihnen wird eine Kette ohne Ende über Trommeln geführt, von denen die eine am oberen, die andere am unteren Ende eines Rahmstückes (Leiter) befestigt ist. Die Kette, aus langen, der Größe der Eimer angepaßten Gliedern bestehend, trägt in Abständen von zwei, drei oder vier Kettengliedern die einzelnen Baggergefäße, welche in den Boden einschneiden, sich füllen und den Inhalt in die Schüttrinnen werfen. Die Gefäße werden aus Blech gefertigt, mit Stahlschneiden ausgerüstet und bei Raßbaggern mit Löchern zum Auslaufen des Wassers versehen. Die Baggerleiter erhält entweder eine lotrechte Lage (Vertikalbagger) oder eine geneigte. Vertikalbagger (Fig. 35) finden vorzugsweise im Grundbau bei beschränkter Baustelle Anwendung.

Die Eimerbagger werden entweder durch die Muskelkraft der Menschen bewegt (Fig. 35 u. 36) oder durch eine besondere Kraftmaschine (Dampf, Elektrizität, Benzin). Es zeigt Fig. 36 einen Schwimmbagger für Handbetrieb, Fig. 37 einen solchen für Dampfbetrieb. Der Dampfbagger ist für den Kanal von Dortmund nach den Emshäfen gebaut worden; seine Baggertiefe beträgt 4,5 m, seine stündliche Leistung 20—25 cbm.

Die Figuren 38 und 39 zeigen zwei Trockenbagger, der eine für Seitenentnahme (Hochbaggerung), der andere für Tiefbaggerung bestimmt. Der in Fig. 38 dargestellte Bagger befindet sich auf einem Schienengleise, welches der abzubauenen Wand parallel ist. Durch Maschinenkraft getrieben, bewegt sich der Bagger langsam dem Gleis entlang, während gleichzeitig eine seitwärts frei herausragende Eimerkette den Boden abgräbt, in die Höhe hebt und auf den gezeichneten Kippwagen abwirft. Bei großen Fördermengen wird ein ganzer Zug Kippwagen

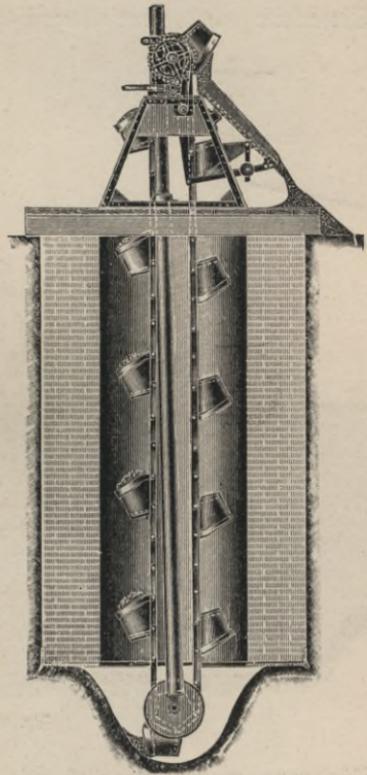


Fig. 35. Vertikalbagger.

aufgestellt. Der Bagger fährt langsam an dem Zuge vorbei und füllt einen Wagen nach dem anderen, während der Zug selbst still steht. Unter besonderen Verhältnissen wird zum Weitertransport des Bodens auch eine mechanische Transportvorrichtung, ein sogenannter Transporteur, an den Bagger gehängt, welcher den Boden in einer bestimmten Entfernung vom Bagger ablagert. In Fig. 39 ist ein Bagger mit langer Eimerkette in Tiefbaggerung arbeitend dargestellt. Um der grabenden Eimerkette stets neue Angriffsunkte zu schaffen, werden Bagger und

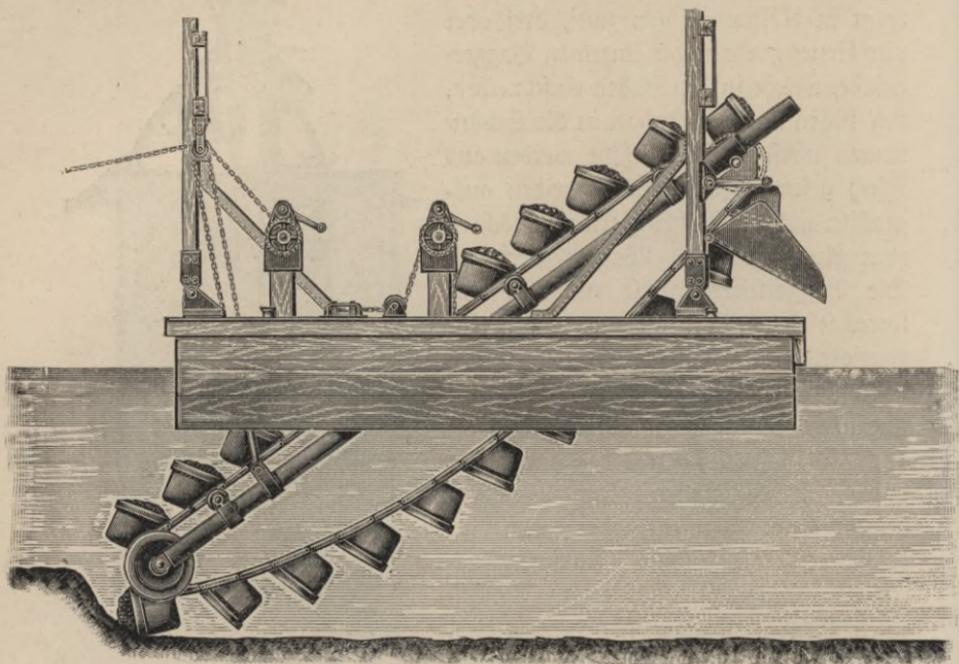


Fig. 36. Schwimmbagger.

Förderwagengleis parallel mit sich selbst nach der Schnittrichtung der Eimerkette hin weiter gerückt. Dieses Verschieben des Gleises erfolgt, nachdem die Eimerkette eine entsprechende Baggerung ausgeführt hat. Während der Bagger auf einer Strecke des Gleises arbeitet, wird die freie Strecke verschoben. Bei der Beladung ganzer Förderwagenzüge wird die Fortgangsgeschwindigkeit des Baggers und die Eimerfüllung so geregelt, daß jeder Wagen so viel Boden erhält, als er aufnehmen kann. Weil nun die Wagenkästen nicht dicht aneinanderstehen, sondern Zwischenräume zwischen sich lassen, so ist der Bagger mit entsprechenden Schüttklappen versehen, welche verhindern, daß der Boden zwischen den Kästen durch auf das Gleis fällt.

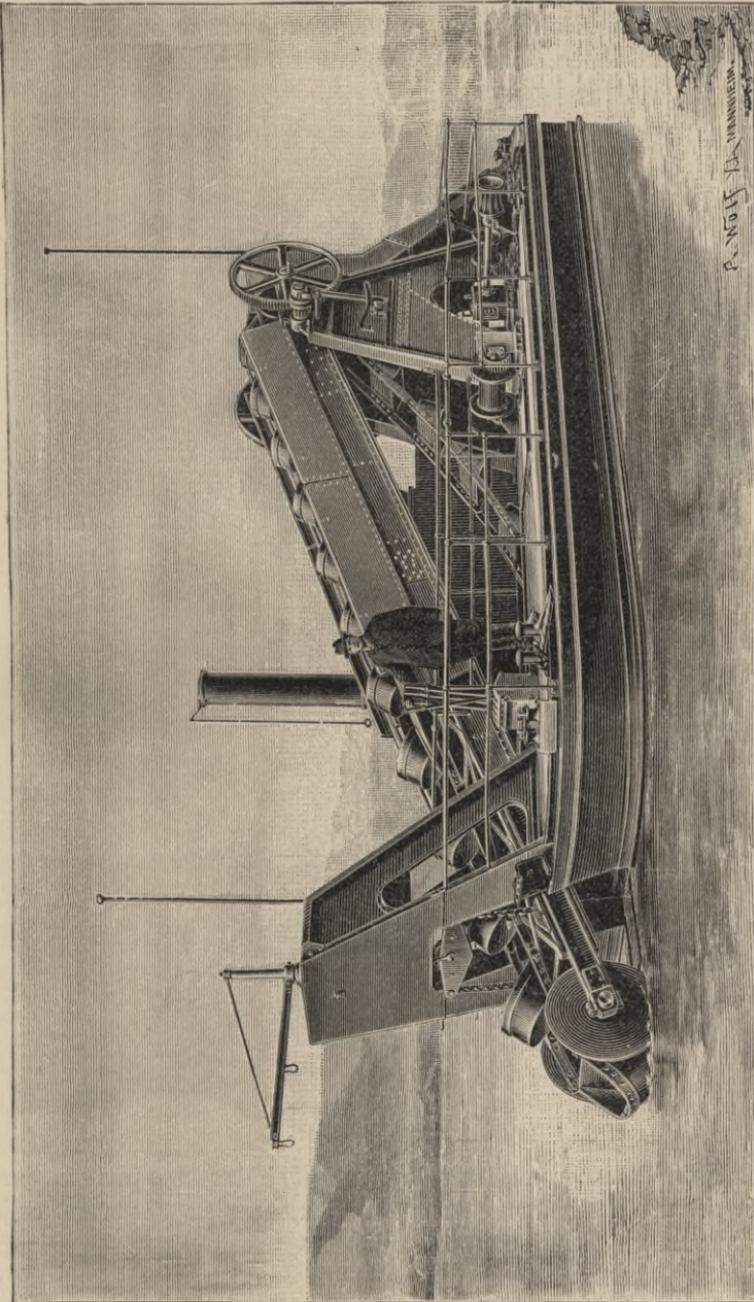


Fig. 37. Dampfzuger.

§ 21. Wasserhebmäshinen.

Die ältesten Nachrichten über Maschinen zum Heben des Wassers erhalten wir aus China, Babylon, Ägypten und Griechenland. In China

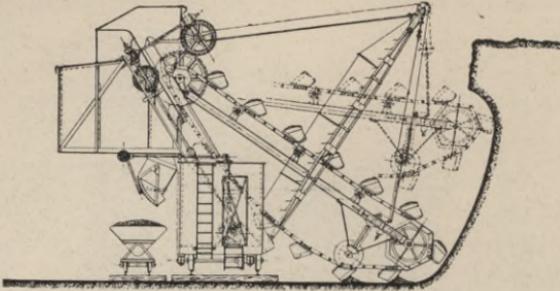


Fig. 38. Hochbagger.

finden wir das geneigte Schaufelwerk, von dem Prof. Rühlmann meint, daß es in China wahrscheinlich ebenso alt sei, als der Ackerbau selbst. In Babylon hat, wie Herodot erzählt, die Königin Semiramis

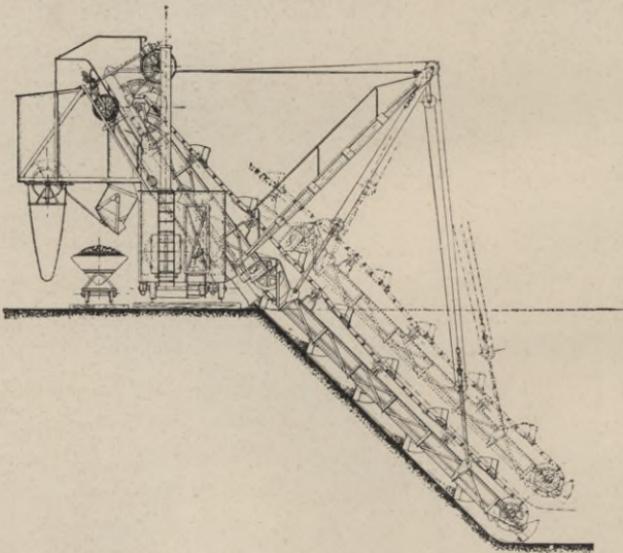


Fig. 39. Tiefbagger.

(750 v. Chr.) ihre Prachtgärten durch Schöpfträder und andere durch Tiere betriebene Schöpfwerke bewässert. In Ägypten hat man außer den Wippbrunnen, Kaduf genannt, besonders zwei Maschinen, „Noria“ und „Sakya“, welche das Wasser aus den Kanälen und Brunnen in schräg gestellten irdenen Töpfen heben; bei den ersteren hat man die

Gefäße im Umfang eines Rades, bei der zweiten an endlosen, strickleiterartigen und durch Rollen geführten Seilen befestigt. Die Erfindung der Wasserschnecke ist nach Diodor dem Archimedes (geb. 287 v. Chr.) zuzuschreiben. Die Druckpumpe soll der Grieche Ktesibius (150 v. Chr.) erfunden haben. Vitruvius, welcher auch über die Bauart der Wasserschnecke eingehend berichtet, nennt die Druckpumpe: „Das Ktesibische Druckwerk, welches das Wasser am höchsten treibt“.

Manche Wasserkräftmaschinen werden zu Wasserhebmaschinen, wenn das Wasser in der Maschine den umgekehrten Weg nimmt; alsdann kann z. B. aus dem Wasserrad ein Wasserschöpfrad, aus der Turbine eine Kreiselpumpe oder eine Wasserschnecke, aus der Wassersäulenmaschine eine Kolbenpumpe werden.

Bei allen Wasserhebmaschinen ist

$$N = \frac{q h}{75 \eta} \quad (18)$$

In dieser Formel bedeutet

- N die notwendige Betriebskraft in Pferdestärken,
- q die zu hebende Wassermenge in sl,
- h die Förderhöhe in Metern,
- η den mechanischen Wirkungsgrad.

Die Wasserhebmaschinen, welche in der Kulturtechnik, besonders aber beim Bauen Verwendung finden, kann man einteilen in Hebm Maschinen, die eines besonderen Motors bedürfen und in solche, die ohne besonderen Motor arbeiten.

1. Hebm Maschinen, die eines besonderen Motors bedürfen. Diese werden bewegt durch besondere Kraftmaschinen oder durch die Muskelkraft der Menschen und Tiere.

a) Schöpfwerke. Zu ihnen gehören die Wasserschöpfräder, die Wurf- und Pumpräder, das geneigte Schaufelwerk, die Kettenpumpe, das Paternosterwerk und die Wasserschnecke. Es sind alles Maschinen, die meist bei Ent- und Bewässerungsanlagen Verwendung finden und die in meinem Werk „Die Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik“ näher beschrieben sind.

b) Kreiselpumpen. Man unterscheidet oft Kreiselpumpen und Zentrifugalpumpen, je nachdem die Wellen der Schaufelräder lotrecht oder wagerecht angeordnet werden. Hier sollen beide Arten mit Kreiselpumpen bezeichnet werden.

Fig. 40 zeigt eine solche Pumpe in einfachster Ausführung. Dieselbe besteht im wesentlichen aus einem Flügelrade, das von einem Gehäuse

umgeschlossen ist. Ist das Gehäuse mit Wasser gefüllt, so wird bei rascher Umdrehung des Rades das Wasser durch die auftretende Zentrifugalkraft aus dem Mittelpunkte des Rades nach dem Umfange hin durch das in der Richtung der Tangente angeordnete Druckrohr gedrängt, während frisches Wasser der Radmitte durch das Saugrohr zufließen kann.

Das Wasser hat bei seinem Austritt aus dem Schaufelrade die größte Geschwindigkeit. Gelangt es vom Schaufelrade ohne weiteres in das Gehäuse, so treten Druckverluste ein. Diese Verluste werden kleiner, wenn das Schaufelrad von einem festen Leitrad umgeschlossen wird (Fig. 41). Das Wasser gelangt alsdann aus dem Schaufelrade in die Zellen des Leitrades, wird von diesen in der tatsächlichen Stromrichtung weiter geführt, die Zellen erweitern sich allmählich, die Geschwindigkeit wird

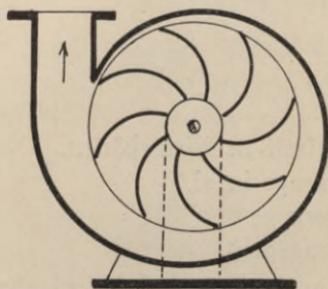


Fig. 40. Einfache Kreiselpumpe.

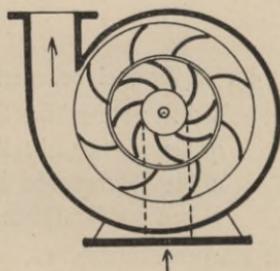


Fig. 41. Kreiselpumpe mit Leitrad.

vermindert und zum Teil in hydraulischen Druck umgewandelt.¹⁾ Man hat nunmehr die umgekehrte Turbine.

Während man mit einer einfachen Kreiselpumpe ohne Leitrad das Wasser nur 15—20 m hoch emporheben konnte, lassen sich durch Kreiselpumpen mit einem Leitrade Förderhöhen von 100 m erreichen. Die vorteilhafteste Umfangsgeschwindigkeit beträgt:

bei Kreiselpumpen ohne Leitrad

$$V = 6,64 \sqrt{H}, \quad (19)$$

bei Kreiselpumpen mit Leitrad

$$V = k \sqrt{H}, \quad (20)$$

wenn H die ganze Förderhöhe in Metern und k einen je nach der Förderhöhe und Wassermenge zwischen 4,3 und 3,7 schwankenden Wert bedeutet.

¹⁾ Vgl. Gamann, Die Hydraulik, S. 158.

Aus praktischen Gründen geht man auch bei einer Kreiselpumpe mit Leitrad über eine Förderhöhe von etwa 70 m nicht hinaus. Ist das Wasser auf eine größere Höhe zu heben, so verwendet man „mehrstufige Kreiselpumpen“, d. h. man kuppelt mehrere Kreiselpumpen derart aneinander, daß der Druckstutzen der einen in den Saugstutzen der anderen mündet, daß dem zweiten Schaufelrade das Wasser mit Druck zugeführt wird. Werden diese Pumpen in einem Gehäuse vereinigt, so entstehen mehrstufige oder Hochdruck-Kreiselpumpen. Fig. 42 zeigt den Schnitt durch eine solche Pumpe der Firma Amag-Hilbert, Nürnberg. Die Wasserführung erfolgt hier in wellenförmiger Richtung. Vom Saugrohr tritt das Wasser in das Laufrad, durchströmt einen Leitapparat, von welchem es durch S-förmigen Kanal dem nächsten Laufrad zugeführt wird

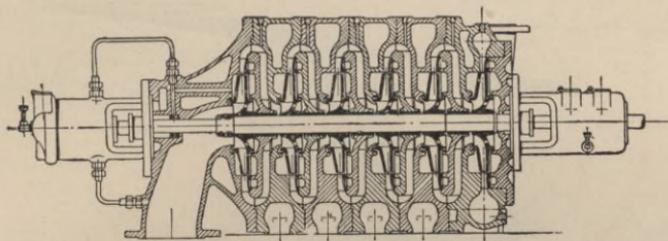


Fig. 42. Hochdruck-Kreiselpumpe.

und so fort. Beim Austritt aus dem letzten Leitapparat wird das Wasser in ein spiralförmiges Gehäuse geleitet, aus welchem es in das Druckrohr gelangt.

Der Antrieb erfolgt entweder mittels Riemen oder durch einen Motor, der mit der Pumpenwelle durch eine elastische Kuppelung verbunden wird. Die Saughöhe soll 7 m nicht übersteigen, höchstens 8 m betragen, warmes oder heißes Wasser muß der Pumpe zufließen. Bei der Inangabezung ist es notwendig, das Pumpengehäuse und das Saugrohr mit Wasser zu füllen, bevor das Schaufelrad in Drehung versetzt wird.

Der Wirkungsgrad der einfachen Kreiselpumpe beträgt etwa 0,5, der der Hochdruckkreiselpumpe bis 0,8.

c) Pumpen mit Verdränger. Je nach der Form des Verdrängers unterscheidet man Kolbenpumpen, Flügelpumpen und Diaphragma- oder Membranpumpen.

Bei allen Pumpen ist darauf zu achten, daß die Saugleitung nach der Pumpe ansteigt, damit sich keine „Luftfäcke“ bilden, welche die Leistung der Pumpe sehr herabdrücken. Die Saughöhe soll 7 m nicht

übersteigen; bei langen Leitungen ist sie entsprechend zu verkleinern. Beträgt die Saughöhe mehr als 2 m, so muß ein Fußventil mit Saugkorb angebracht werden, damit die Pumpe nach dem Stillstand sofort wieder ansaugt und feste Gegenstände nicht in das Rohr gelangen können. Die Weite des Saugerohres muß so bemessen sein, daß die Geschwindigkeit des Wassers 1 m nicht übersteigt. Die Wassergeschwindigkeit kann durch einen Windkessel geregelt werden. Alle Pumpenventile müssen leicht zugänglich sein.

Kolbenpumpen. Es sind Pumpen mit gradlinig sich bewegendem Verdränger, der entweder durchbrochen oder voll sein kann. Man unterscheidet Saug- und Druckpumpen, einfach- und doppeltwirkende, einzylindrige und mehrzylindrige, stehende und liegende Pumpen. In Fig. 43 ist eine

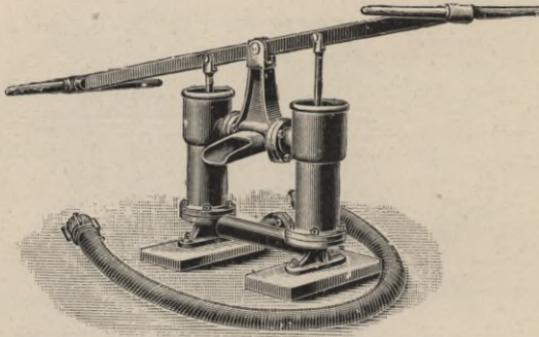


Fig. 43. Doppelzylindrige Bauumppe für Handbetrieb.

stehende, einfachwirkende, zweizylindrige Saugpumpe dargestellt, eine Pumpe, welche namentlich beim Bauen häufig Anwendung findet.

Flügelumpen. Jede Flügelpumpe besteht aus einem runden, seitlich durch Platten abgeschlossenen Gehäuse, in welchem sich ein um eine Achse schwingender und sich gegen die Gehäusewandungen luftdicht anlegender Verdränger *aa* (Fig. 44) kreisförmig hin und her bewegt. Ihre Wirkungsweise ist dieselbe wie bei den Kolbenpumpen mit gradlinig bewegten Kolben. Fig. 45 zeigt eine von der Firma Amag-Hilpert in Nürnberg gebaute, doppeltwirkende Flügelpumpe mit leicht zugänglichen Saug- und Druckventilen. — Der Vorteil der Flügelumpen liegt in ihrer gedrängten Bauart; ihr Nachteil beruht darin, daß ein Dichthalten der auf starren Flächen schleifenden Verdränger auf die Dauer unmöglich und ein erneutes Abdichten hier nicht mit so einfachen Mitteln zu erreichen ist, wie bei den Kolbenpumpen.

Diaphragmapumpen, auch Membranpumpen genannt, haben als Verdränger eine ringsum eingespannte ringförmige Gummiplatte,

eine sogenannte Membrane, die durch einen Schwengel gehoben und gesenkt werden kann und dabei ähnlich wie ein Kolben wirkt (Fig. 46). Die Gummischeibe ist an ihrem Umfange zwischen den Pumpenkörper und den Ausgufs eingeklemmt. Innen ist sie an ein Zwischenstück befestigt, welches einen Bügel zum Angriff für den Schwengel und den Sitz für das Steigventil trägt. Diese Pumpen haben namentlich als Baupumpen in der neuesten Zeit weite Verbreitung gefunden; sie sind zum Fördern von Schmutzwasser besonders geeignet, sie nehmen wenig Raum ein, sind leicht fortzuschaffen und aufzustellen und erfordern etwas weniger Arbeitskraft als einfach wirkende Kolbenpumpen, weil die Kolbenreibung wegfällt. Ein Nachteil ist, daß sich die Gummiplatten stark abnutzen und daher öfters erneuert werden müssen. Fig. 47 zeigt eine solche Pumpe in Tätigkeit.

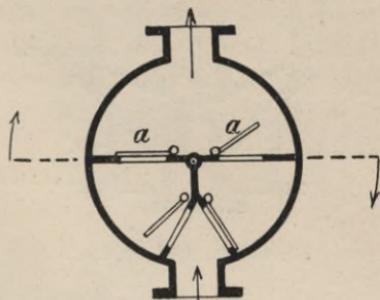


Fig. 44. Flügelpumpe.

2. Hebmashinen, die ohne besonderen Motor arbeiten. Hier können wir wieder unterscheiden Maschinen, bei denen Hebe- und Kraft-

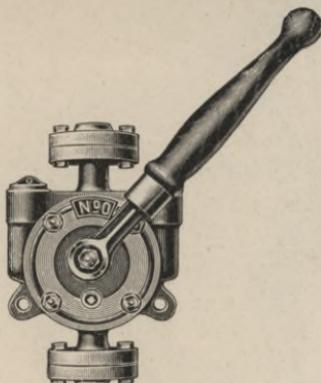


Fig. 45. Doppeltwirkende Flügelpumpe.

maschine zu einem vereinigt sind, und Hebmashinen, die unmittelbar durch Wasser, Luft oder Dampf bewegt werden. Außer den Dampfpumpen (Fig. 48), die hier nicht näher beschrieben werden sollen, zählen hierzu folgende Wasserhebmashinen.

a) Die Noria, das sind Räder, bei denen die Schaufeln eines unterschlächtigen Wasserrades und die Schöpfgesäße, welche einen Teil des Triebwassers emporheben, auf einem Kranz befestigt sind und die im

Orient, aber auch im südlichen Europa, zum Heben des Wassers für die

Bewässerung der Ländereien benutzt werden. Nach Prof. Kuhlmann sollen diese Hebmaschinen aus China stammen. Prof. Reuleaux sagt über die in Spanien benutzten Räder: „Steigen wir von den Pyrenäen niederwärts, so begegnen wir unter den häufigen Kanalanlagen einem neuen Elemente der Bewässerung; es ist die Noria, ein großes hölzernes Schöpfrad, vom Flusse getrieben und mittels angebundener irdener Tröge

das Wasser nach oben führend und in eine hölzerne Rinne gießend. Aus dieser fließt es in die Rieselgräben. Das durch das ganze Land

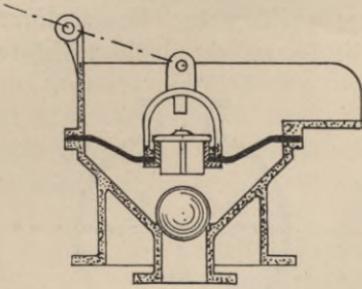


Fig. 46. Diaphragmapumpe.



Fig. 47. Diaphragmapumpe.

verbreitete Rad ist, wie sein Name (naara, schnauben), arabischen Ursprungs. Die Araber selbst aber haben es wahrscheinlich fernen Ländern und Zeiten entlehnt.“

b) Die Lambachpumpe. Diese hat Ähnlichkeit mit einer Dampfmaschine ohne Drehbewegung, nur wird statt des Dampfes Wasser zum

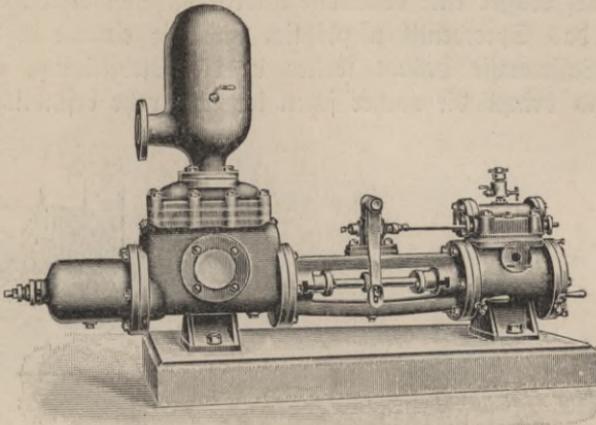


Fig. 48. Dampfmaschine.

Betriebe benutzt, statt der Dampfmaschine ist eine Wassersäulenmaschine zum Betriebe einer Kolbenpumpe angebracht. Eine einfachwirkende Lambachpumpe hat zwei lotrecht übereinander stehende Zylinder, einen größeren unteren für die Wasserhaltungsmaschine und einen kleineren oberen für die Pumpe. In jedem Zylinder bewegt sich ein Kolben; beide Kolben sind fast miteinander verbunden. Tritt Triebwasser unter den großen Kolben, so werden beide Kolben gehoben und das über dem Pumpenkolben befindliche Wasser gelangt in die Steigleitung. Am Ende des Hubes wird durch eine selbsttätige Steuerung das Triebwasser unter dem großen Kolben entfernt und neues Förderwasser der Pumpe zugeführt; beide Kolben sinken. Unten angekommen, tritt wieder Triebwasser unter den großen Kolben und das Spiel beginnt von neuem.

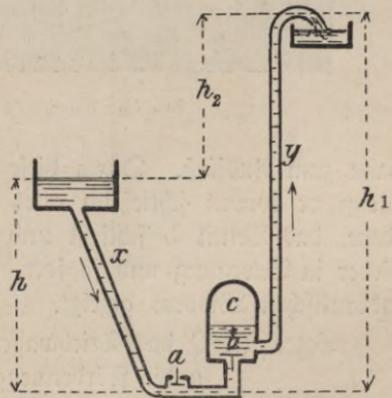


Fig. 49. Hydraulischer Widder.

wasser unter dem großen Kolben entfernt und neues Förderwasser der Pumpe zugeführt; beide Kolben sinken. Unten angekommen, tritt wieder Triebwasser unter den großen Kolben und das Spiel beginnt von neuem.

c) Der hydraulische Widder (Fig. 49). Die Maschine besteht aus einem Druckwasserbehälter, einer Druckwasserleitung x, zwei selbsttätigen Ventilen a und b und einer Steigleitung y mit dem Windkessel c. Beim Arbeitsbeginn der Maschine ist das Sperrventil a in Folge seines Eigengewichtes offen, das Wasser in x kommt in Bewegung und strömt bei a aus. Hat das Wasser eine bestimmte Austrittsgeschwindigkeit erlangt, so schließt sich das Sperrventil a plötzlich und die einmal in Bewegung befindliche Wassermasse drängt weiter in die Steigleitung, öffnet das Ventil b und bringt die vorher schon im Steigrohr befindliche Wasser-



Fig. 50. Anwendung des hydraulischen Widders.

masse zum Ausfluß. Durch diese Arbeitsabgabe an die Wassermasse im Steigrohr kommt schließlich alles Wasser nach kurzer Zeit wieder zur Ruhe, das Ventil b schließt und a öffnet sich, das Triebwasser kommt wieder in Bewegung und so fort. In Fig. 50 ist die Anwendung eines hydraulischen Widders gezeigt.

Bezeichnet Q das Triebwasser in sl,
 q die Fördermenge in sl,
 η den Wirkungsgrad,

so ist:

$$\eta Q h = q h_1. \quad (21)$$

Nach Eytelwein ist

$$\eta = 1,12 - 0,2 \sqrt{\frac{h_1}{h}}. \quad (22)$$

Hieraus ergibt sich für

$h_1 : h =$	1	2	3	4	6	8	10	12	16	20
$\eta =$	0,920	0,837	0,774	0,720	0,630	0,555	0,488	0,427	0,320	0,226

Dieser von Montgolfier (1796) erfundene Widder hat sich in der Praxis bewährt und ist weit verbreitet. Er eignet sich aber nur für kleinere Wassermengen, denn die starken, in rascher Aufeinanderfolge auftretenden Wasserstöße strengen die Maschine und ihre Teile sehr an. Namentlich die selbsttätigen Ventile werden, sobald ihr Durchmesser eine gewisse Grenze — etwa 40 mm — übersteigt, durch die von dem unelastischen Wasserstoß hervorgerufenen Schläge in kurzer Zeit zerstört.

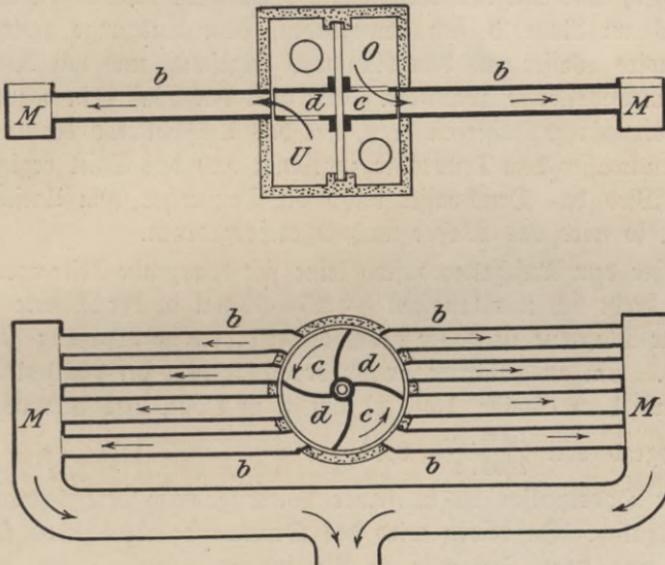


Fig. 51. Hydropulsor.

d) Der Hydropulsor. In neuester Zeit hat der Königl. Baurat Adolf Abraham in Berlin eine neue Bauweise des Widders angegeben, bei welcher die Ventile durch ein Umschalterad ersetzt werden, welches wie die Ventile des Widders die Zuflußleitung abwechselnd mit der Abfluß- und Steigleitung verbindet. Durch dieses Umschalterad wird es möglich, die Leitungsquerschnitte, also auch die Fördermenge beliebig zu vergrößern. Ist doch zurzeit eine Hydropulsor-Anlage bei Hannoverisch-Münden geplant, welche 54000 sl, also fast das ganze Weserwasser, in 40 Triebrohre von je 750 mm Durchmesser aufnehmen soll.

Der Hydropulsor kann sowohl saugen wie drücken. Ein Saug-Hydropulsor ist in Fig. 51 im lotrechten und wagerechten Schnitt dar-

gestellt. Das Kraftwasser befindet sich in der Kammer O, das zu hebende Wasser in dem Schachte U; beide Räume sind durch das Umschalterad getrennt. Dem Mantel des Umschalterades gegenüber sitzen die Triebrohre b, welche in den Behälter M münden. Das Umschalterad ist durch Scheidewände, welche nach Art der Turbinenschaukeln gekrümmt sind, in 4 Kammern c und d geteilt. Die Kammern c sind nach dem Oberwasser, die Kammern d nach dem Unterwasser hin offen. Das Druckwasser strömt durch die Kammer c in das Rohr b und dreht dabei das Umschalterad, so daß bald das benachbarte Feld d des Umschalterades vor das Rohr b kommt. Das Rohr b wird dadurch von dem Druckwasser abgeschlossen, aber mit dem Unterwasser verbunden. Durch die lebendige Kraft des im Rohr b sich bewegenden, dem Ausgange zustrebenden Wassers wird Wasser aus dem Raume U angesaugt und mit dem Kraftwasser dem Behälter M zugeführt. Ehe aber das Wasser in b zur Ruhe kommt oder gar zurückfließen kann, hat das Umschalterad bereits wieder neues Druckwasser dem Triebrohre zugesandt und das Spiel beginnt von neuem. Wird das Druckwasser durch die Triebrohre dem Umschalterad zugeführt, so wird das Wasser nach O emporgedrückt.

Außer dem Umschalterad sind keine sich bewegende Teile vorhanden, das Rad dreht sich nur langsam — 25—60 mal in der Minute —, die Dauer der Maschine ist daher groß, die erforderliche Wartung ganz unbedeutend. Ein ausgeführter Druckhydropulsor hebt bei 7000 sl Arbeitswasser und 1 m Gefälle 1500 sl auf 3 m Höhe, hat demnach einen Wirkungsgrad von $\frac{1500 \cdot 3}{7000 \cdot 1} = 0,64$.

Der Hydropulsor ist in seiner Wirkungsweise dem hydraulischen Widder ähnlich. In beiden wird das Druckwasser abwechselnd mit dem Fallrohr und dem Steigrohr in Verbindung gebracht. Es geschieht dieses beim Widder aber durch zwei abwechselnd sich hebende und senkende Ventile, beim Hydropulsor durch ein sich gleichmäßig drehendes Ventil (Schaltrrad). Der Widder ist daher ein Hemmwerk, der Hydropulsor ein Schaltwerk.

Man kann den Hydropulsor auch als eine intermittierende Wasserstrahlpumpe betrachten; die stetige Wasserbewegung der gewöhnlichen Wasserstrahlpumpe wird bei ihm durch das Umschalterad abwechselnd beschleunigt und verzögert.

e) Die Wasserstrahlpumpen (Fig. 52 und 52a). Beim Anlassen der Pumpe reißt das aus a strömende Preßwasser die Luft im Gehäuse mit sich fort und erzeugt auf diese Weise einen Unterdruck, der ein Nachdringen des Wassers durch c bewirkt. Wasserstrahlpumpen haben den

Vorteil, daß sie einfach im Bau sind, wenig Raum erfordern, daß keine sich bewegenden Teile vorhanden sind und daß Unterhaltung und Bedienung äußerst einfach werden. Ihr Nachteil besteht in dem geringen Wirkungsgrade. Man kann sie manchmal mit Vorteil anwenden zum Entwässern von Kellern, Baugruben, Kanälen usw., wenn genügend Druckwasser vorhanden ist.

f) Die Mammutpumpe (Fig. 53 und 53a). Diese der Firma N. Vorsig in Berlin-Tegel patentierte Pumpe besteht aus einem Förderrohr a und einer Druckluftleitung b, welche beide an ihrem unteren Ende durch ein Fußstück verbunden werden. Wird Preßluft durch b in das Fußstück eingeführt, so steigt dieselbe infolge ihres Auftriebs in dem im Förderrohre a enthaltenen Wasser in die Höhe und bildet dadurch ein Gemisch von Luft und Wasser, wodurch das spezifische Gewicht der Wassersäule innerhalb der Förderleitung vermindert wird.

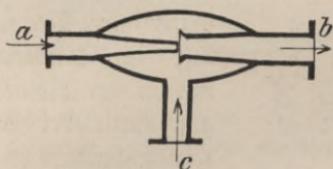


Fig. 52.

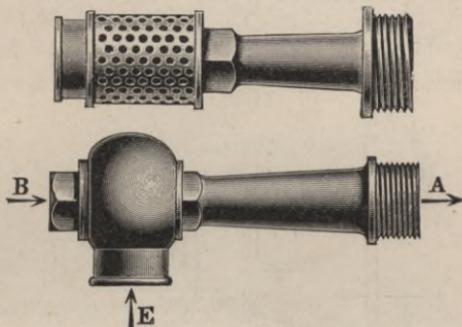


Fig. 52 a.

Wasserstrahlpumpe.

Nach dem Gesetze der verbundenen Röhren steigt somit der Wasserspiegel innerhalb des Förderrohres, gegenüber demjenigen außerhalb desselben. Infolge der Durchsetzung mit Luftblasen hat das austretende Wasser nicht die Form eines geschlossenen Strahls, sondern es sprudelt abwechselnd Luft und Wasser. Es muß h_1 mindestens 1,5 h sein.

Der Wirkungsgrad einer solchen Pumpe, d. h. das Verhältnis der Leistung in gehobenem Wasser zu der für die Erzeugung der Preßluft aufgewendeten Arbeit, ist nicht sonderlich groß, er beträgt wohl selten mehr als 40 %. Beachtet man jedoch die sonstigen Vorteile, die außerordentliche Einfachheit, die Betriebssicherheit, die geringen Unterhaltungs- und Bedienungskosten, das Fehlen aller beweglichen Teile, so dürfte demgegenüber der geringe Wirkungsgrad in vielen Fällen zurücktreten. Die Mammutpumpe hebt Rein- und Schmutzwasser, auch Halbfüssigkeiten.

g) Druckluftwasserheber. Fig. 54 zeigt einen sogenannten Saftheber im Durchschnitt. Ein luftdicht geschlossener Kessel, in welchen ein Steigrohr a bis in die Nähe des Bodens hineinragt, hat drei Rohr-

ansätze b, c, d, welche durch Hähne verschließbar sind. Wird d geschlossen und c geöffnet, so kann aus einem etwas höher stehenden Gefäße die zu hebende Flüssigkeit durch b hineingelassen werden, wobei die im Kessel enthaltene Luft durch e entweicht. Schließt man nun die Hähne b und c und läßt durch d Preßluft in den Kessel eintreten, so wird die Flüssigkeit durch das Steigrohr a hindurch in die Höhe gedrückt. Weil für jedes erneute Heben der Flüssigkeit die von der vorhergegangenen Hebung noch im Kessel befindliche Luft ungenutzt ins Freie entweichen muß, so ist der Wirkungsgrad nur gering.

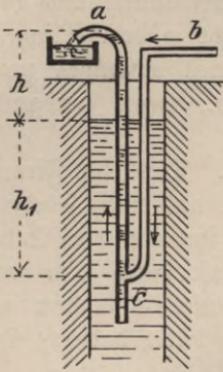
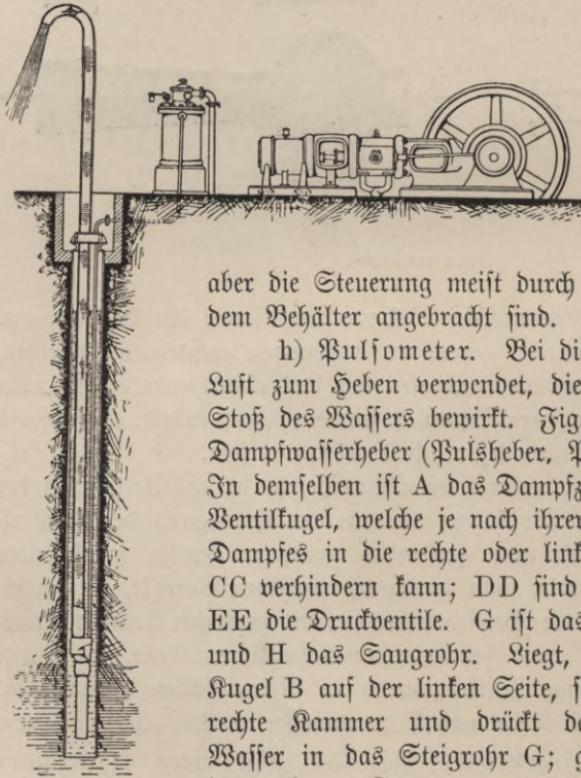


Fig. 53. Rammutpumpe.

Ganz ähnlich erfolgt die Hebung der städtischen Kanalwässer bei dem Schone-System. Auch hier wird das Kanalwasser aus dem Sammelbehälter durch Druckluft in Druckleitungen der Reinigungsstelle oder der Kanalöffnung zugeführt; es erfolgt

Fig. 53 a.
Rammutpumpe.

aber die Steuerung meist durch Schwimmer, welche in dem Behälter angebracht sind.

h) Pulsometer. Bei diesem wird Dampf statt Luft zum Heben verwendet, die Steuerung durch den Stoß des Wassers bewirkt. Fig. 55 zeigt einen solchen Dampfwaterheber (Pulsheber, Pulser) im Durchschnitt. In demselben ist A das Dampfzuführungsrohr, B eine Ventilkugel, welche je nach ihrer Lage den Eintritt des Dampfes in die rechte oder linke der beiden Kammern CC verhindern kann; DD sind zwei Saugventile und EE die Druckventile. G ist das gemeinsame Steigrohr und H das Saugrohr. Liegt, wie in der Figur, die Kugel B auf der linken Seite, so strömt Dampf in die rechte Kammer und drückt das daselbst befindliche Wasser in das Steigrohr G; gleichzeitig wird der in der anderen Kammer vom vorigen Spiel noch vorhandene Dampf, welcher durch das Kugelventil von dem Kessel abgeschlossen ist, kondensiert und der luftverdünnte Raum

mit großer Kraft voll Wasser gesaugt, welches durch seine niedrige Temperatur die Kondensation vervollständigt. Das Wasser schießt mit einer gewissen Geschwindigkeit in den Hals des flaschenförmigen Gefäßes und hat Kraft genug, durch seinen Stoß die Kugel B von ihrem Sitz loszudrücken, so daß dieselbe nun die rechts befindliche Kammer verschließt

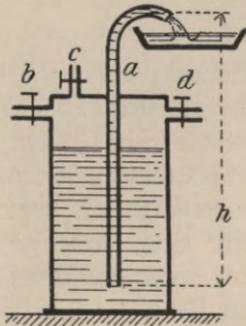


Fig. 54. Druckluftwasserheber.

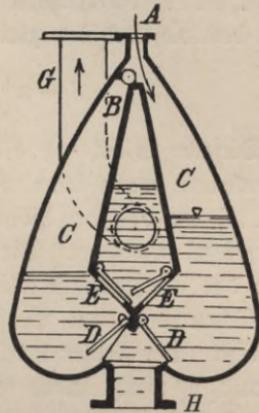


Fig. 55. Pulsometer.

und den darin befindlichen Dampf vom Kessel trennt. Wie in der anderen Kammer vorher, erfolgt nur hier Kondensation, Ansaugen von Wasser usw., während links das Wasser hochgedrückt wird. — Pulsometer erfordern wenig Raum, sind schnell aufzustellen, fördern hoch und sind daher gut verwendbar in engen Brunnen. Ihr Wirkungsgrad ist jedoch gering.

II. Stauwerke.

Stauwerke sollen das Wasser anstauen, sei es um dasselbe anzuhäufeln oder den Wasserspiegel zu heben. Wir unterscheiden dementsprechend Teiche und Talsperren, Wehre und Schleusen.

A. Teiche und Talsperren.

Es sind dies die Stauungen, welche dazu bestimmt sind, das Wasser der Bäche und Flüsse aufzufangen, um es nützlich zu verwerten oder Überschwemmungen zu verhüten (Stauweiherr), mitunter auch, um das Wasser zu klären (Klärteiche). Nachstehende Beschreibung und Berechnung bezieht sich nur auf Stauweiherr, kann aber auch bei den Klärteichen sinngemäße Anwendung finden. Bei Teichen wird der Fassungsraum ganz oder teilweise in die Erde eingegraben, bei einer Talsperre nicht, es wird ein Tal mittels Damm oder Mauer abgesperrt.

Die Größe des Fassungsraumes hängt nicht allein vom Wasserverbrauche ab, sie wird auch bedingt durch die Größe und Beschaffenheit des Sammelgebietes und durch die Abflußmenge. Die Berechnung des Fassungsraumes kann aus den Querprofilen oder den Höhenschichtenlinien erfolgen. Bezeichnen

$f_1 f_2 \dots f_n$ die Inhalte der Querschnitte und

a den Abstand der gleichweit voneinander entfernten Querschnitte,

so ist

$$J = a \left(\frac{f_1}{2} + f_2 + f_3 + \dots + \frac{f_n}{2} \right). \quad (23)$$

Dieselbe Gleichung gilt auch für die Berechnung aus den Höhenschichtenlinien, wenn man mit a den (gleichen) Höhenunterschied und mit $f_1 f_2 \dots f_n$ die von den Höhenschichtenlinien eingeschlossenen Flächen oder Wasserspiegel bezeichnet. Die Rechnung liefert, wie jede Kubaturberechnung, bei der das arithmetische Mittel je zweier aufeinander folgender, ungleicher Profilflächen mit dem Profilabstand multipliziert wird, keine genauen Ergebnisse. Der Fehler wächst mit der Größe von a und dem Unterschied zwischen $f_1 f_2$ usw. Wird für den Abstand a der Fehler $= x$, so ergibt sich für den Abstand $a : n$ ein Fehler $x : n^2$.

§ 22. Bauweise der Stauweiber.

1. Erddämme. Die ältesten Talsperren Deutschlands sind wohl im Harz zu finden. Diese Talsperren, dort meist Teiche genannt, sind zum Teil im 16. Jahrhundert gebaut worden. Die etwa 70 Teiche fassen zusammen rund 10 Millionen Kubikmeter Wasser. Der größte ist der Oderteich bei Andreasberg mit 1,7 Millionen Kubikmeter Wassergehalt. Die Teiche sind fast alle durch Erddämme abgeschlossen. Der Querschnitt eines solchen Dammes besteht in der Mitte aus einer etwa 2,3 m starken senkrechten Wand von aufeinander geschichteten Rasenstücken, dem Rasenhaupt. Dieses greift so tief in den Untergrund ein, daß der wasserundurchlässige sichere Fels erreicht wird. Zu beiden Seiten des Rasenhauptes wird Erde angeschüttet, im Verhältnis 1 : 1 $\frac{1}{4}$ bis 1 : 2 abgeböschet und an der Wasserseite durch Steinschüttung gegen Wellenschlag gesichert. Die Wasserentnahme erfolgt meist durch ein eichenes Rohr im Fuße des Dammes, das durch eine einfache Verschlussvorrichtung, Striegel genannt, abgesperrt werden kann. Ein Hochwasserüberlauf befindet sich neben dem Abschlußdamm im gewachsenen Fels. Die so hergestellten Erddämme haben sich in allgemeinen gut bewährt und stehen zum Teil seit mehreren Jahrhunderten ohne nennenswerte Nacharbeiten.¹⁾

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 161.

In der Neuzeit sind mehrere Staudämme aus Erde in etwas abgeänderter Bauweise in den schlesischen Gebirgsflüssen und bei Solingen ausgeführt, wobei eine abschließende Herdmauer aus Ton oder Beton ebenfalls bis auf den festen undurchlässigen Grund reicht. Die Höhe dieser Dämme steigt bis zu 13 m; die Krone ist 4 m breit, die innere Böschung, wenn mit Tonschlag belegt und befestigt, 1 : 3, sonst 1 : 4 und die luftseitige unbefestigte Böschung stets 1 : 2 geneigt. Auch hier sind Abflaßvorrichtungen und seitliche Hochwasserüberfälle vorgesehen.

Im allgemeinen wird man auf tonigem Boden und bei mäßiger Stauhöhe lieber Erddämme, auf Felsgrund und bei großer Stauhöhe Staumauern errichten. Für den Erddamm ist zunächst das Dammsfeld auszuheben, d. h. die den Damm tragende Bodenfläche ist von allen pflanzlichen Stoffen und von der Humusdecke zu befreien und bis auf den tragfähigen Boden abzutragen. Ist die tiefliegende Bodenschicht zwar tragfähig aber wasserdurchlässig, so wird entweder diese noch abgetragen und der Damm auf den undurchlässigen Untergrund gesetzt, oder es wird in der Mitte oder am Fuße des Damms eine wasserdichte Abschlußwand aus Lette oder Beton bis in die wasserdichte Schichte gesenkt.

Die Dammerde soll womöglich aus 2 Teilen Ton und 3 Teilen Sand bestehen. Reiner Ton oder Lehm reißt bei Trockenheit und löst sich auf bei großer Nässe. Enthält der Boden zu viel Sand oder Kies, so läßt er Wasser durch und der Damm ist nicht standsfähig. Sehr geeignet ist grobkörniger Sand, der gerade so viel Ton enthält, daß er die einzelnen Sandkörner bindet. Das Dammmaterial wird in etwa 12 cm hohen Schichten aufgebracht, angefeuchtet und festgestampft oder gewalzt. Am besten eignen sich hierzu Motorwalzen mit zwei hintereinander laufenden, gerillten Walzzylindern, von denen der eine um die halbe Rollenbreite gegen die andere versetzt ist.¹⁾ Bei dem 8,7 Millionen Kubikmeter Wasser stauenden Damm von Torcy-Neuf wurden die 10 cm starken Bodenschichten (Sand : Ton = 1 : 2) mit Kalkpulver vermengt, dann angefeuchtet und gewalzt.²⁾ Über den Nutzen eines die Mitte des Damms bildenden Kerns aus Ton, Letten oder Beton sind die Ansichten geteilt; namentlich in Frankreich wird eine wasserundurchlässige Schicht auf der Wasserseite dem Kern vorgezogen.

2. Staumauern. Bei der Wahl der Baustelle ist namentlich darauf zu achten, daß die Baufläche nicht zu teuer, das Sammelgebiet groß, die Abschlußstelle eng, das Tal oberhalb der Staumauer breit, das Gefälle

¹⁾ Gamann, Die Walzen im Erd- und Straßenbau (Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1912, S. 73—77).

²⁾ Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1890, S. 291.

der Talsohle daselbst gering und der Baugrund gut ist. Die Bauweise selbst soll an einer von Herrn Prof. Inze im Eschbachtale bei Kemscheid ausgeführten Talsperre gezeigt werden. Der höchste Stau über der Talsohle beträgt bei dieser Talsperre 17 m. Die Kronenlänge der im Grundriß nach einem Kreisbogen von 125 m Halbmesser gekrümmten Mauer ist 160 m, die kleinste Dicke in der Krone 4 m, die Dicke in der Fundamentsohle 15 m.

Um möglichst vorteilhaft die Kraftwirkungen aufzunehmen, deren Resultierende während der Füllung zwischen den beiden Kernpunkten pendelt, sind die Mauerschichten gekrümmt angeordnet, so daß die Mittelkraft überall fast genau rechtwinklig zu diesen Schichten steht. Hierdurch wird im Gegensatz zu der gewöhnlich angewandten durchgehenden wagrechten Schichtung dem Bestreben zu einer wagrechten Verschiebung der Mauerschichten, wie sie bei gefülltem Talkessel vorliegt, in einfachster Weise entgegengewirkt, ohne daß die Bindkraft des Mörtels gegen Abscherung im wagerechten Sinne in Anspruch genommen zu werden brauchte.

Die Fundamente sind überall einige Meter tief in den Felsen eingelassen, bis geschlossener fester Felsen angetroffen wurde. Nachdem alle Fugen des Felsens durch einen Wasserstrahl unter 10 m Druck abgespritzt und die Fundamentsohle rein abgewaschen war, wurden alle Fugen mit Portlandzement ausgegossen und alle feinen Wasseradern auf das sorgfältigste abgedichtet. Die unvermeidlichen, für einen sicheren und dichten Maueranschluß unerwünschten Unregelmäßigkeiten der Fundamentsohle waren nach vollständiger Reinigung der Felsoberfläche zunächst an den Ecken mit sehr gutem Zementbeton ausgeglichen, um nach dessen Erhärtung die untersten Bruchsteinschichten in der vorhin angedeuteten vorteilhaften Neigung ansetzen zu können.

Die Mauersteine, aus Penneschiefer bestehend, wurden vor ihrer Verwendung mittels Stahlbesen unter einem kräftigen Wasserstrahl gründlich gereinigt und angefeuchtet. Der verwendete Mörtel bestand aus 4 Raumteilen Fettkalk, 6 Raumteilen bestem blauen Plaidter Traßmehl und $3\frac{1}{2}$ Raumteilen Rheinsand. Bei einem Wasserdruck von 2 bis $2\frac{1}{2}$ Atmosphären blieb dieser Mörtel durchaus wasserdicht; seine Druckfestigkeit betrug nach einigen Monaten etwa 120 kg auf das Quadratcentimeter.

Da es erfahrungsmäßig bis jetzt noch nicht gelungen ist, große Mauermassen von vornherein so dicht zu bekommen, daß nicht in den ersten Jahren ein Durchschwitzen des Wassers sich gezeigt hätte, so ist die Wasserseite der Staumauer mit Zementmörtelputz bis zum Anschluß

an den festen Felsen herunter gedeckt und mit einem zweimaligen Anstrich aus Goudron und Holzzement versehen worden, um hier alle Poren gegen das Eindringen von Wasser möglichst vollständig zu schließen. — Auch durch die im Grundriß nach einem Kreisbogen ausgeführte Gewölbeform der Mauerung, welche an die entsprechenden Felsabfälle der Talhänge wie gegen feste Widerlager sich stützt, soll bei eintretendem Wasserdruck eine feste Verspannung und Abdichtung gegen die Felswände und eine weitere Dichtung der Fugen im Wasserwerk selbst angestrebt werden.

Vorrichtungen zum Ablassen des Wassers dürfen bei keinem Sammelbecken fehlen; sowohl Überfälle als Grundablässe sind anzubringen.

§ 23. Querschnitt der Staudämme und Staumauern.

Der horizontale Wasserdruck gegen eine ebene Fläche ist

$$P = F h_1 \gamma, \quad (24)$$

wenn F den Inhalt der gedrückten Fläche in Quadratmeter, h_1 den Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Fläche vom Wasserspiegel und γ das Gewicht von 1 cbm Wasser = 1000 kg bedeutet. Den Mittel- oder Angriffspunkt des Wasserdrucks findet man aus der Formel

$$y = \frac{J}{W}, \quad (25)$$

wenn J das Trägheitsmoment und W das Widerstandsmoment der gedrückten Fläche, bezogen auf den Wasserspiegel (Punkt a in Fig. 56) bezeichnet.¹⁾ Für einen rechteckigen Querschnitt wird $y = \frac{2}{3} h$.

Der Querschnitt eines Staudammes wird nach Erfahrungsgesetzen angenommen. Gebräuchliche Böschungsverhältnisse sind in § 22 angegeben; für die Bestimmung der Kronenbreite kann die Formel

$$b = 0,5 + 0,3 h \quad (26)$$

einen Anhalt geben, in der alle Maße in Meter einzusetzen sind. Eine genaue Berechnung der Standfähigkeit eines solchen Dammes ist nicht durchführbar; die Standfähigkeit wächst mit dem Gewichte und der Zusammenhangskraft des Damnstoffes.

Bei einer Staumauer ist der ideelle Querschnitt so gestaltet, daß sowohl bei gefülltem als bei leerem Teiche gleiche Randspannungen im Mauerwerk vorhanden sind, und daß die Mittelkraft aller Mauerpressungen im inneren Drittel des Querschnittes bleibt. In einem solchen Querschnitt können niemals Zugspannungen eintreten. Dieser ideelle Querschnitt hat

¹⁾ Gamann, Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik, S. 3.

die Form eines rechtwinkligen Dreiecks (Fig. 57), dessen Winkel α sich berechnet nach der Formel

$$\cotg \alpha = \sqrt{\gamma},$$

wenn γ das spezifische Gewicht des Mauerwerks bedeutet.

Teilt man die Grundlinie des in Fig. 57 gezeichneten Querschnitts in drei gleiche Teile, so erhält man die beiden Kernpunkte A und B und in der Linie AB den Kern. Soll die Mittelkraft aus Wasserdruck und Mauer-
gewicht oder die Drucklinie durch den

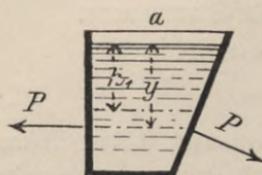


Fig. 56. Wasserdruck.

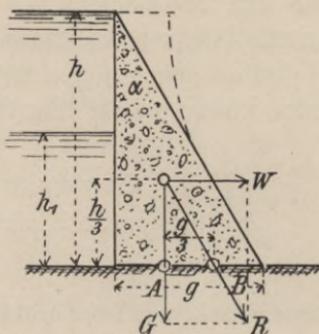


Fig. 57. Staumauer.

Kernpunkt B gehen, so ist, wenn W den Wasserdruck bei gefülltem Teiche und G das Gewicht der Mauer bezeichnet,

$$\frac{h}{3} : \frac{g}{3} = G : W,$$

$$h \cdot W = gG.$$

Es ist aber der Wasserdruck

$$W = 1000 \cdot \frac{h^2}{2} \quad (27)$$

und das Gewicht der Mauer

$$G = 1000 \gamma \cdot \frac{hg}{2},$$

demnach

$$1000 \cdot \frac{h^2}{2} \cdot h = 1000 \gamma \cdot \frac{hg}{2} \cdot g,$$

$$h^2 = \gamma g^2,$$

$$\frac{h^2}{g^2} = \gamma,$$

$$\cotg \alpha = \frac{h}{g} = \sqrt{\gamma}. \quad (28)$$

Die Drucklinie, deren lotrechte Seitenkraft G ist, geht demnach bei gefülltem Teiche durch den Kernpunkt B. Bei leerem Teiche geht sie durch den Kernpunkt A, denn der Schwerpunkt der Mauer liegt lotrecht über A.

Die Pressung im Mauerwerk wird am kleinsten, wenn die Drucklinie durch die Mitte der Fundamentfuge geht. Es wird dieses eintreten bei der Füllhöhe

$$h_1 = 10 \sqrt[3]{g \cdot G}. \quad (29)$$

Zahlenbeispiel. Für eine 8,0 m hohe Steinmauer, die ein spez. Gewicht $\gamma = 2,4$ hat, wird

$$\cotg \alpha = \sqrt{2,4} = 1,55$$

und die Sohlenbreite

$$B = \frac{h}{\cotg \alpha} = \frac{8,0}{1,55} = 5,17 \text{ m.}$$

Die Mauerkrone kann nicht eine Schneide bilden, sondern sie muß eine entsprechende Breite haben; der Querschnitt wird deshalb der punktierten Linie (Fig. 57) entsprechend umgeformt. Hierdurch ändert sich aber etwas die Standfähigkeit. Da ferner die Lagerfugen im Mauerwerk möglichst rechtwinklig zur Druckrichtung angeordnet werden müssen, so empfiehlt es sich, bei größeren Mauern die Stützklinie einzuzichnen und hieraus Richtung der Lagerfugen und die Pressungen im Mauerwerk und im Fundament zu ermitteln. Eine solche statische Untersuchung kann nach den in Band I auf S. 248 und 249 angegebenen Regeln und Formeln durchgeführt werden. Man zerlegt die Stau- oder Wehrmauer, von der Krone beginnend, durch horizontale Schnitte in gleich hohe Stücke, sucht für jedes Stück die Mittelkraft, bestimmt deren Durchgang durch den horizontalen Schnitt und verbindet schließlich die Durchgangspunkte durch eine Linie, die Stützklinie (Fig. 58). Die Pressungen, namentlich die Randspannungen, ergeben sich dann aus der auf S. 248 angegebenen „Kräfteverteilung“ und den auf S. 249 vermerkten Formeln (61) und (62).

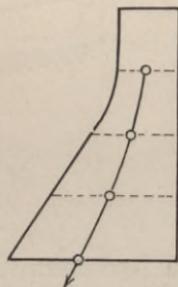


Fig. 58. Stau- oder Wehrmauer.

B. Wehre.

a) Allgemeines.

§ 24. Zweck, Bezeichnung und Einteilung.

1. **Zweck.** Jede Stau- oder Wehranlage bezweckt einen künstlichen Aufstau des Wassers. Für die Landwirtschaft wird diese Hebung des Wasserspiegels zur Überstauung wasserbedürftiger Ländereien oder zur Speisung der Zuleiter von Bewässerungsanlagen oder auch nur zur Hebung des Grundwasserstandes benutzt.

2. Bezeichnung. Bei einem Wehre (Fig. 59) findet man zunächst den Wehrkörper *a*, dessen oberste Fläche der Rücken oder die Krone heißt. Eine oberhalb des Rückens liegende Fläche wird (namentlich bei Holzbau) der Vorboden, eine unterhalb belegene der Hinter- oder Abschlußboden genannt. Die durch die Seitenwände oder Wangen begrenzte Länge des Rückens heißt die Breite des Wehres, weil sie mehr oder weniger mit der Breite des Gewässers zusammenfällt. Oberhalb des Rückens liegt das Oberwasser, unterhalb das Unterwasser. Zwischen beiden befindet sich der Wasserfall. Der ungestaute, d. h. vor der Wehranlage vorhandene Wasserspiegel *bb* fällt unterhalb des Wehres, wo die durch den Fall des Wassers hervorgerufene Wellenbewegung aufhört, mit dem Spiegel des Unterwassers zusammen, wogegen das Oberwasser bis zur Grenze des Rückstaus oder der Staugrenze gehoben wird

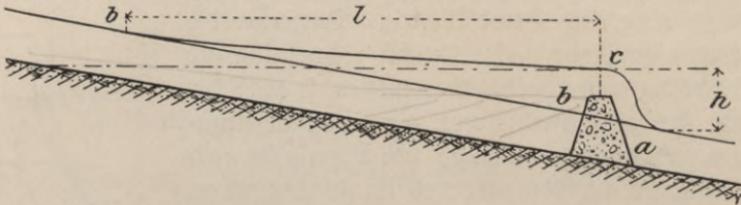


Fig. 59. Wehr.

zum sogenannten Stauspiegel *bc*, welcher stets eine nach oben konkave Kurve, die Staukurve, bildet. Die wagerechte Entfernung dieser Grenze vom Wehrrücken heißt Stauweite *l*. Die lotrechte Höhe des Oberwassers über dem Unterwasser heißt Stauhöhe *h*, auch wohl größte Stauhöhe, zum Unterschied von der nach der Staugrenze hin stetig abnehmenden Höhe zwischen Stauspiegel und ungestautem Spiegel. Wegen der Krümmung des Spiegels über dem Rücken und der Wellenbewegung im Unterwasser ist die Stauhöhe der Unterschied der Höhenlage von zwei Punkten des Wasserspiegels, die ein wenig ober- und unterhalb des Wehrrückens liegen. — Die zulässige Stauhöhe wird durch einen Merkpfahl (Stauziel, Nüchpfahl) festgelegt. Man unterscheidet Merkpfähle für das höchste und für das niedrigste Stauziel. Der Mindeststau muß zur Bewässerung von Ländereien und zur Erhaltung eines bestimmten Grundwasserstandes eingehalten werden.

3. Einteilung. Nach der Veränderlichkeit unterscheidet man feste und bewegliche Wehre, letztere werden auch Stauschleusen genannt; nach der Grundform (Fig. 60) unterscheidet man a) gerades, b) schräges oder schiefes, c) gekrümmtes, d) gebrochenes, e) unvollkommenes Wehr.

Nach der Höhe gegen das Unterwasser werden unterschieden: Überfallwehre oder vollkommene Überfälle, wenn der Wehrrücken höher, und Grundwehre oder unvollkommene Überfälle, wenn derselbe tiefer als der Unterwasserspiegel liegt. Diese Bezeichnungen können jedoch bei demselben Wehre nach zeitweiliger Höhe des Unterwassers unzutreffend werden oder wechseln.

Wenn neben einem festen Wehre ein bewegliches angelegt wird, so heißt letzteres oft der Grundablaß oder die Grundschleuse, weil dessen Boden bis zum alten Grunde oder zur Sohle reicht.

Die festen Wehre werden nach dem Material, aus dem sie ganz oder vorzugsweise hergestellt sind, eingeteilt in Faschinenwehre (aus Busch- oder Strauchwerk), Holzwehre, Stein- und Betonwehre. Fast stets sind jedoch diese Materialien nebeneinander zu den verschiedenen Teilen verwandt. Die besonders mannigfaltigen beweglichen Wehre sind zweckmäßig nach der Art des Verschlusses einzuteilen, da bei ihnen fast alle wichtigen Baumaterialien nebeneinander vorkommen. Die Verschlussvorrichtungen lassen sich auf folgende Grundformen zurückführen: Einzelne querliegende Bohlen oder Balken, in Falzen lotrecht sich bewegende Schützen, fast lotrecht stehende, oben und unten unterstützte Nadeln, um Achsen drehbare Klappen und Walzen. Wir unterscheiden dementsprechend Sechshohlen- oder Dammbalkenwehre, Schützen- oder Schleusenwehre, Nadelwehre, Klappen- und Walzenwehre.

Bei der Wahl der beweglichen Wehre ist zu bestimmen, ob das Wehr in seiner ganzen Breite aus einer einzigen Öffnung bestehen muß oder ob dasselbe feste Zwischenjoche erhalten darf, ferner ist anzugeben, auf welche Art die Herstellung und Lösung des Verschlusses zu bewirken oder das Wehr zu bedienen ist.

In letzterer Beziehung teilt man die beweglichen Wehre wieder ein in solche, die durch Menschen geöffnet und geschlossen werden müssen, und solche, die selbsttätig sich öffnen und schließen.

§ 25. Der Stauspiegel.

Bezeichnet Q die sekundliche Wassermenge, F den Wasserquerschnitt und v die Geschwindigkeit, so ist $Q = Fv$. Hieraus folgt: Wird bei derselben Wassermenge Q der Wasserquerschnitt F verkleinert, so muß die Geschwindigkeit v wachsen. Es muß alsdann die Druckhöhe größer, es muß im offenen Wasserlauf das Wasser angestaut werden. Soll die

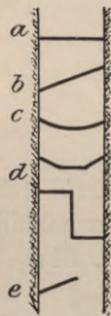


Fig. 60. Wehre.

Geschwindigkeit c auf v vergrößert werden, so ist hierzu nach der allgemeinen Stauformel ein Stau erforderlich

$$h = \frac{v^2 - c^2}{2g}. \quad (30)$$

Ist die Zuflußgeschwindigkeit c so gering, daß ihre Geschwindigkeitshöhe $\frac{c^2}{2g}$ kleiner als die halbe Wassertiefe des ungestauten Wassers wird, so ist, genau genommen, die Stauweite unendlich groß. Der Stauspiegel wird eine Kurve bilden, die sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch nähert, ohne sie je zu erreichen. Beträgt die Stauhöhe z nur ein

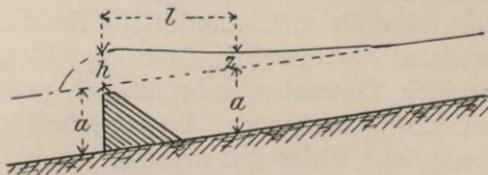


Fig. 61. Stauspiegel.

Hundertstel der ungestauten Wassertiefe a , ist mithin $z = 0,01 a$, so kann z vernachlässigt werden und man verlegt die Staugrenze in diesen Punkt (Fig. 61). Nach Kühlmann ist:

$$l = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right) \right], \quad (31)$$

wenn J das relative Gefälle bedeutet. Für die verschiedenen $\frac{h}{a}$ und $\frac{z}{a}$ sind die zugehörigen $f\left(\frac{h}{a}\right)$ und $f\left(\frac{z}{a}\right)$ aus nachstehender Tabelle zu entnehmen.¹⁾

(Siehe die Tabelle auf S. 79.)

Beispiel. Bei einem Fluß ist $J = 0,0005$, $a = 2,0$ m und $h = 0,8$ m. Wie groß ist die Stauweite l ?

Es ist

$$\frac{a}{J} = \frac{2}{0,0005} = 4000, \text{ ferner } f\left(\frac{h}{a}\right) = f\left(\frac{0,8}{2}\right) = f(0,4) = 1,512$$

und

$$f\left(\frac{z}{a}\right) = f(0,01 \cdot 2,0) = 0,2444;$$

demnach

$$l = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right) \right] = 4000 (1,512 - 0,2444) = 5072 \text{ m.}$$

¹⁾ Weitere Berechnungsarten sind gegeben in Weyrauch, Hydraulisches Rechnen, und in Gamann, Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik.

Tabelle 2.
(Nach Prof. Dr. Rühlmann).

$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$	$\frac{h}{a}$	$f\left(\frac{h}{a}\right)$
0,01	0,0067	0,31	1,3610	0,61	1,8112	0,91	2,1800
0,02	0,2444	0,32	1,3789	0,62	1,8243	0,92	2,1916
0,03	0,3863	0,33	1,3964	0,63	1,8373	0,93	2,2032
0,04	0,4889	0,34	1,4136	0,64	1,8503	0,94	2,2148
0,05	0,5701	0,35	1,4306	0,65	1,8631	0,95	2,2264
0,06	0,6376	0,36	1,4473	0,66	1,8759	0,96	2,2380
0,07	0,6958	0,37	1,4638	0,67	1,8887	0,97	2,2496
0,08	0,7482	0,38	1,4801	0,68	1,9014	0,98	2,2611
0,09	0,7933	0,39	1,4962	0,69	1,9140	0,99	2,2725
0,10	0,8353	0,40	1,5119	0,70	1,9266	1,00	2,2839
0,11	0,8739	0,41	1,5275	0,71	1,9392	1,10	2,3971
0,12	0,9098	0,42	1,5430	0,72	1,9517	1,20	2,5000
0,13	0,9434	0,43	1,5583	0,73	1,9641	1,30	2,6179
0,14	0,9751	0,44	1,5734	0,74	1,9765	1,40	2,7264
0,15	1,0051	0,45	1,5884	0,75	1,9888	1,50	2,8337
0,16	1,0335	0,46	1,6032	0,76	2,0010	1,60	2,9401
0,17	1,0608	0,47	1,6179	0,77	2,0132	1,70	3,0458
0,18	1,0869	0,48	1,6324	0,78	2,0254	1,80	3,1508
0,19	1,1119	0,49	1,6468	0,79	2,0375	1,90	3,2553
0,20	1,1361	0,50	1,6611	0,80	2,0495	2,0	3,3594
0,21	1,1595	0,51	1,6753	0,81	2,0615	2,1	3,4631
0,22	1,1821	0,52	1,6893	0,82	2,0735	2,2	3,5564
0,23	1,2040	0,53	1,7032	0,83	2,0855	2,3	3,6694
0,24	1,2254	0,54	1,7170	0,84	2,0975	2,4	3,7720
0,25	1,2461	0,55	1,7308	0,85	2,1095	2,6	3,9768
0,26	1,2664	0,56	1,7444	0,86	2,1213	2,8	4,1808
0,27	1,2861	0,57	1,7589	0,87	2,1331	3,0	4,3843
0,28	1,3054	0,58	1,7714	0,88	2,1449	3,5	4,8891
0,29	1,3243	0,59	1,7848	0,89	2,1567	4,0	5,3958
0,30	1,3428	0,60	1,7980	0,90	2,1683	4,5	5,8993
$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$	$\frac{z}{a}$	$f\left(\frac{z}{a}\right)$

Beispiel. In welcher Entfernung l von der Wehrkrone beträgt bei dem vorberechneten Wehr die Stauhöhe noch 10 cm?

$$l = \frac{a}{J} \left[f\left(\frac{h}{a}\right) - f\left(\frac{z}{a}\right) \right] = 4000 \left[1,512 - f\left(\frac{0,1}{2,0}\right) \right],$$

$$f\left(\frac{0,1}{2,0}\right) = f(0,05) = 0,570,$$

$$l = 4000 \cdot (1,512 - 0,570) = 3768 \text{ m.}$$

Beispiel. Welche Stauhöhe hat das Wasser in einer Entfernung von 3600 m von der Wehrkrone?

$$3600 = 4000 \left[1,512 - f \left(\frac{z}{a} \right) \right],$$

$$f \left(\frac{z}{a} \right) = 1,512 - \frac{3600}{4000} = 0,612,$$

$$\frac{z}{a} = 0,055 \text{ m (Tabellenwert).}$$

b) Feste Wehre.

Es sind fast ohne Ausnahme vollkommene oder unvollkommene Überfallwehre.

§ 26. Der Absturz.

Wird oberhalb des Wehres der Wasserquerschnitt F durch den Stau vergrößert, so wird naturgemäß die Geschwindigkeit und mit ihr die Druckhöhe oder das Spiegelgefälle kleiner; der gestaute Spiegel hebt sich

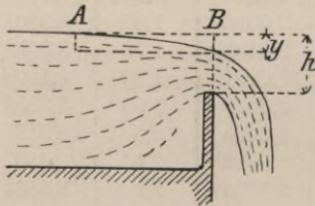


Fig. 62. Senkungskurve.

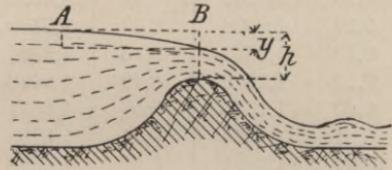


Fig. 63. Senkungskurve.

zur Staukurve. Über der Wehrkrone fließt das Wasser rascher, dort muß ein größeres Gefälle vorhanden sein; der Wasserspiegel senkt sich nach einer bestimmten Kurve, der Senkungskurve. In den Fig. 62 und 63 bezeichnet AB die Strecke, auf welcher die Senkung noch bemerkbar ist, und y den Betrag derselben. Bemerkbar wird die Senkung nach Versuchen von Eytelwein auf eine Länge von annähernd 12 y. Die größte Absenkung des Wasserspiegels über der Wehrkrone ist $y = 0,15 h$; sie tritt ein, wenn die Breite b des Wehres mindestens 7 h ist, im anderen Falle ist sie geringer.

Wie schon der Anblick der beiden Fig. 62 und 63 erkennen läßt, übt die Form des Wehres auf die abfließende Wassermenge einen bedeutenden Einfluß aus. Bei Fig. 62 drängen die von unten herauf fließenden Wasserfäden den Strahl aufwärts und heben ihn von der Krone ab (Fig. 64), so daß sich dort ein mit Luft gefüllter Raum befindet, das wie Quecksilber durch den Strahl hindurch schwimmt. Wenn

dagegen die Krone des Wehres der Fig. 63 entsprechend abgerundet ist, so fließt der Wasserstrahl, hart am Wehrkörper liegend, in einer glatten Schicht ab, so daß kaum eine Bewegung des Strahls zu erkennen ist. Bei hohlen Wasserkörpern (Fig. 69) werden an der Absturzwand unmittelbar unter der Wehrkrone Öffnungen angebracht, durch welche aus dem Innern des hohlen Dammes Luft hinter die mit großer Geschwindigkeit abstürzenden Wassermassen geführt wird. Dadurch sollen die schädlichen

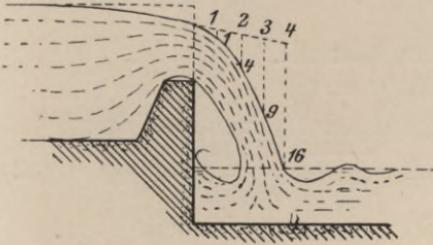


Fig. 64. Wasserfall.



Fig. 65. Wirbel.

Wirkungen eingeschränkt werden, welche die saugende Kraft des fallenden Wasserstrahls auf den Wehrkörper ausüben könnte.

Fällt das Wasser frei herab, so bilden die einzelnen Wasserfäden, durch die Beharrungskraft des zufließenden Wassers und durch die Schwerkraft getrieben, gemeine Parabeln, wenigstens diesen nahe kommende Kurven (Fig. 64). Bei ganz kleinen Druckhöhen und freiem Überfall hängt sich der Wasserstrahl auf der Abflußseite an den Wehrkörper an.



Fig. 66. Wirbel.



Fig. 67. Wirbel (Grundriß).

Bei einem unvollkommenen Überfall und bei einem Wehr, dessen Unterwasserpiegel nicht viel unter der Wehrkrone liegt, wird der Wasserfall weniger bemerkbar. Die im überfallenden Wasser entstehenden Wirbel sind in den Fig. 65, 66 und 67 dargestellt.

§ 27. Leistungsfähigkeit der Überfall- und Grundwehre.

In den nachstehenden Formeln bezeichnet:

Q die Leistungsfähigkeit des Wehres in s/cbm,

b die Breite des Wehres in m,

c die Geschwindigkeit, mit der das Wasser vor dem Wehre ankommt, in sm ,

k die dieser Geschwindigkeit entsprechende Druckhöhe $= \frac{c^2}{2g}$,

$g = 9,81 \text{ m}$; $\sqrt{2g} = 4,429 \text{ m}$.

Die Formeln sind zum Teil in meiner „Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik“ entwickelt, zum Teil aus „Hydraulisches Rechnen“ von Prof. Dr. Ing. Weyrauch entnommen.

1. Vollkommene Überfälle.

(h = Überfallhöhe in m).

a) Die Zuflußgeschwindigkeit wird vernachlässigt:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}. \quad (32)$$

Setzt man, wie es meist geschieht, $\frac{2}{3} \mu = 0,57$, so wird

$$Q = 2,525 b h \sqrt{h}. \quad (33)$$

Bezeichnet B die Breite des ungestauten Wassers, so ist nach Braschmann¹⁾

$$\frac{2}{3} \mu = 0,3838 + 0,0386 \cdot \frac{b}{B} + \frac{0,00053}{h}. \quad (34)$$

Nach Hansen ist bei vollkommenen Überfällen ohne Seitenkontraktion, wenn $h = 52-360 \text{ mm}$ beträgt,²⁾

$$\frac{2}{3} \mu = \frac{0,41137}{1 - 0,35815 \sqrt{h^3}}. \quad (35)$$

b) Die Zuflußgeschwindigkeit wird beachtet:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right]. \quad (36)$$

Bei $\frac{2}{3} h = 0,57$ wird

$$Q = 2,525 b \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right]. \quad (37)$$

Bei großer Breite und keiner Seitenkontraktion ist nach Bazin³⁾

$$\mu = \left(0,606 + \frac{0,0045}{h} \right) \left(1 + 0,127 \frac{c^2}{h} \right). \quad (38)$$

2. Grundwehre.

(a = Höhe von Wehrkrone bis Unterwasserspiegel.)

a) Die Zuflußgeschwindigkeit bleibt unbeachtet:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} + \mu_1 b a \sqrt{2gh}. \quad (39)$$

¹⁾ Kuhlmann, Hydromechanik, S. 306.

²⁾ Weyrauch, Hydraulisches Rechnen, S. 54.

³⁾ Dajelst, S. 53.

$$\sqrt{2gh} = v. \quad (40)$$

$$Q = bv \left(\frac{2}{3} \mu h + \mu_1 a \right). \quad (41)$$

b) Die Zuflußgeschwindigkeit wird beachtet:

$$Q = 4,429 b \left\{ \frac{2}{3} \mu \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + \mu_1 a \sqrt{h+k} \right\} \quad (42)$$

Der Ausflußkoeffizient μ_1 beträgt etwa 0,62, wenn die Wehrkrone hoch über der Sohle liegt; er wächst bis zu 0,83, wenn sich die Krone der Sohle nähert.

Bei schiefen Wehren soll man die nach vorstehenden Formeln berechnete Leistungsfähigkeit mit 0,942 multiplizieren, wenn die Schiefe 45° beträgt, und mit 0,911, wenn die Wehrkrone mit der Stromrichtung einen Winkel von 65° bildet.¹⁾

Alle die bis jetzt angegebenen Formeln und Koeffizienten für die Berechnung der Leistungsfähigkeit eines Wehres haben nur beschränkte Gültigkeit. Die oftmals festgestellte ungenügende Übereinstimmung der angeführten Formeln mit den wirklichen Ergebnissen veranlaßten v. Weg, neue Formeln zu suchen, die u. a. in meiner Hydraulik vermerkt sind.²⁾

§ 28. Bauweise der festen Wehre.

1. Im allgemeinen.

In der Bauart der festen Wehre findet sich eine große Mannigfaltigkeit sowohl hinsichtlich der Baustoffe, als der Form der Querschnitte.

Nach den Baustoffen unterscheidet man Wehre aus Beton, Eisenbeton, Mauerwerk, Holz und Wehre aus mehreren Baustoffen, nach der Gestalt des Querschnitts Wehre mit lotrechttem, stufenartigem und geneigtem Abfall- oder Abschlußboden, mit winkelförmigem, \perp -förmigem und hohlem Querschnitt. Bei den hohlen Wehren fließt das Wasser über den Hohlkörper hinweg oder durch denselben hindurch, wie bei den Saugüberfällen.

Die Stärke des Wehrkörpers, in der Stromrichtung gemessen, muß so groß sein, daß genügende Standicherheit gegen Umkippen durch den Druck und Stoß vorhanden ist. Aber diese Bedingung ist nur ausnahmsweise für die Bemessung der unteren Querschnittsbreite ausschlaggebend, weil daneben noch die Sicherheit gegen Unterwaschung in Betracht kommt und die Breite mit Rücksicht hierauf nicht zu gering sein darf.

Für die Wahl der Gründungsart und Fundamenttiefe muß besonders Rücksicht auf die Unterströmung genommen werden, da die

¹⁾ Meißner, Die Hydraulik, S. 277.

²⁾ Gustav Ritter v. Weg, Hydrodynamik.

Belastung des Bodens durch den Wehrkörper gewöhnlich nur unbedeutend ist. Bei durchlässigen Bodenarten können Wasseradern zwischen Ober- und Unterwasser am besten durch Spundwände verhütet werden. Wird auf Fels, Ton oder andere undurchlässige Bodenarten gegründet, so verhütet man eine Unterströmung am besten dadurch, daß man die Grundfläche im Querschnitt abtastförmig gestaltet, so daß einzelne Teile des Wehrkörpers tiefer in den Boden hineingreifen.

Jedes Wehr muß einen sicheren Anschluß an die Ufer erhalten: Wangen oder Uferwände. Diese werden stark angegriffen; sie sind deshalb am besten massiv zu bauen und ihre Flügel müssen tief in die Ufer hineinreichen, weil sie sonst unterspült werden könnten. Gewöhnlich werden die Wangen als Seitwände so angelegt, daß sie sich vom Wehrrücken ab sowohl auf- wie abwärts dem Ufer allmählich nähern, damit das Wasser leichter abfließen kann.

Der Wasserabfluß wird auch gefördert, wenn der Wehrkörper in der Stromrichtung einen ansteigenden Vorboden erhält. Auch das Eis wird dadurch leichter abgeführt. Ist der Vorboden sehr lang, so häuft sich das Eis auf demselben an.

Die Krone des Wehres muß sehr fest und dauerhaft sein, damit sie den Angriffen der Strömung und des Eises widersteht und ihre Höhenlage, von welcher die Stauhöhe abhängt, unverändert beibehält. Sie liegt bei hölzernen Wehren stets und bei steinernen meist wagrecht; es ist aber bei letzteren eine geringe Senkung ihrer Mitte keineswegs unzweckmäßig. Bei hölzernen Wehren wird die Krone stets durch einen starken Balken, den Fächbaum, gebildet; die Krone massiver Wehre ist im Querschnitt meistens gekrümmt.

Von besonderer Bedeutung ist der Hinter- oder Abschlußboden, denn seine Form beeinflusst die Bewegung des Wassers zunächst unterhalb des Wehres. Wenn der Abschlußboden sehr steil oder gar lotrecht oder stufenförmig abfällt, so zerstört sich die lebendige Kraft des Wassers schon beim Abstürzen auf die Sturzböden. Diese sind dann freilich einem starken Angriffe ausgesetzt und müssen fest gebaut sein, auch sind die Angriffe auf Sohle und Ufer, besonders in der Nähe des Sturzbodens, sehr groß; weiter unterhalb fließt aber das Wasser um so ruhiger ab. Der Wassersturz veranlaßt bei solchem Abschlußboden zwei deutlich zu unterscheidende Rückströmungen, deren erste sich mehr an der Oberfläche vollzieht und die Ufer angreift, während die andere vorzugsweise nach unten gekehrt ist und die Sohle angreift (Fig. 65 und 66). Die obere Rückströmung verliert an Stärke, wenn bei hohem Wasserstande die Stauhöhe kleiner wird, und da sie mehr als die untere ins Auge fällt,

so scheint es, als ob die Angriffe bei Hochwasser überhaupt geringer würden. Das ist jedoch keineswegs der Fall, vielmehr wird alsdann die an und für sich gefährlichere untere Rückströmung um so stärker. Dementsprechend treten die tiefsten Auskolkungen bei Hochwasser ein. — Wenn der Abschlußboden sanft geneigt ist, so verschwindet die untere Wirbelbewegung, die Gefahr der Auskolkung dicht unterhalb des Wehres nimmt ab, aber das Wasser tritt, weil seine lebendige Kraft noch ungebrochen ist, mit großer Geschwindigkeit in das Flußbett ein und greift Sohle und Ufer desselben auf eine lange Strecke unterhalb des Wehres stark an.

Zur Sicherung der Sohle gegen Auskolkungen dient das Sturzbett. Dasselbe muß widerstandsfähig sein und sich ausreichend weit flußabwärts erstrecken. Es besteht vielfach aus bloßer Steinschüttung, welche mitunter auf einer Unterlage von Packwerk oder Sinkstücken ruht, oder aus einer Abpflasterung. Empfehlenswert ist eine tiefe Lage des Sturzbettes unter dem Unterwasser, insbesondere bei steilem Abschlußboden, weil die Angriffe des überstürzenden Wassers auf den Boden durch eine denselben überdeckende Wasserschicht sehr ermäßigt werden.

Den Uferabbrüchen wird vorgebeugt, wenn man das Unterwasserbett von vornherein in der durch Fig. 67 dargestellten Weise verbreitert und damit denjenigen Zustand herstellt, welcher sich bei solchen Stauanlagen, bei denen die Ufer nicht gehörig gedeckt sind, mit der Zeit von selber auszubilden pflegt. Namentlich in kleinen Wasserläufen findet sich solch ein Sturzkolk fast bei jeder Stauanlage. Allerdings werden die örtlichen Verhältnisse nicht immer eine erhebliche Verbreiterung des Flußbettes zulassen; aber eine mäßige Ausbuchtung ist doch in der Regel durchführbar, und man sollte dieselbe nicht anzulegen versäumen, weil die unvermeidlichen Rückströmungen sich alsdann besser ausbilden können und das Wasser Ufer und Sohle weniger angreift.

2. Massive Wehre.

Massive Wehre kann man als Staumauern auffassen. Der horizontale Wasserdruck H (Fig. 68) sucht den Wehrkörper fortzuschieben oder um einen Punkt D , einen Kernpunkt zu drehen. Diesem Angriff setzt das Gewicht G einen Widerstand entgegen. Soll der Wehrkörper nicht kippen, so muß sein

$$Gx \geq Hy. \quad (43)$$

Die Standfähigkeit wächst mit G und x . Will man G vergrößern, so kann man den Vorboden, will man x vergrößern, so kann man Abschlußboden mit dem Wehrkörper fest verbinden. Will man G und x

vergrößern, so kann man den Vorboden und den Absturzboden mit dem Wehrkörper zu einem Ganzen vereinigen (Fig. 72). In den Fig. 69, 70 und 72 ist der Vorboden mit dem Wehrkörper verbunden. Das auf den Vorboden lotrecht drückende Wassergewicht G ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, dessen Querschnitt die schraffierte Fläche bildet. Die Größe und der Angriffspunkt von H für den gefüllten, überfluteten oder in das Unterwasser eingetauchten Wehrkörper werden bei den beweglichen

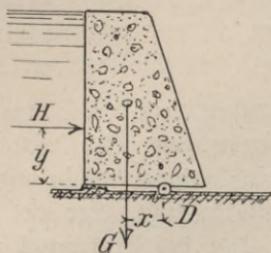


Fig. 68. Massiver Wehrkörper.

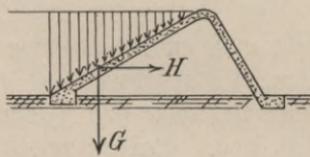


Fig. 69. Hohles Wehr.

Wehren in den Fig. 84—87 und 93 gezeigt. H ist unabhängig von der Form der Abschlußwand. — In den Fig. 71 und 72 ist der Abschlußboden mit dem Wehrkörper verbunden, dadurch wird der Drehpunkt (Kernpunkt) D flusswärts verschoben und x vergrößert.

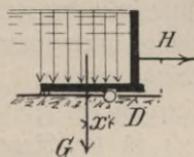


Fig. 70.

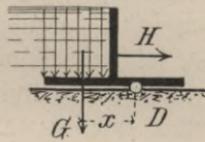
Fig. 71.
Winkelstützwehre.

Fig. 72.

Die statische Berechnung eines Winkelstützwehres entspricht der in § 71 gezeigten Berechnung eines Tragträgers; sie ist von mir an verschiedenen Beispielen in der Zeitschrift „Zement und Beton“ gezeigt worden.¹⁾

Massive Wehre werden dort gebaut, wo geeignetes Material leicht zu beschaffen ist, wo Eisgang und Strömung eine große Festigkeit verlangen und das Bauwerk eine große Dauer haben soll. Man wird Wehre nach Fig. 68 aus Mauerwerk oder Beton herstellen, weil in ihnen

¹⁾ Gamann, Berechnung der Wehre aus Eisenbeton. („Zement und Beton“ 1909, S. 23.)

nur Druckspannungen vorkommen, Wehre nach den Fig. 69—72 dagegen meist aus Eisenbeton bauen, weil hier auch Zugspannungen auftreten.

Daß Mauerwerk und Beton möglichst schwer sein sollen, kann man ohne weiteres aus Formel 43 ersehen; Ziegel sind zu leicht und werden

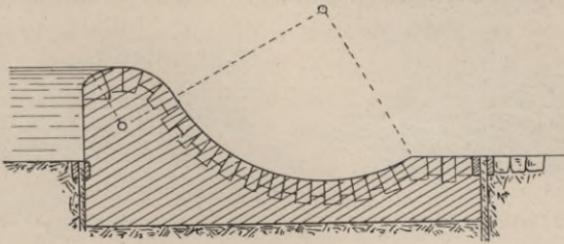


Fig. 73. Wehr aus Mauerwerk.

deshalb nur ausnahmsweise verwendet. Bruchsteine sollen schwer, groß, lagerhaft, wetterbeständig und nicht zu schwierig zu bearbeiten sein. Wenn solches Steinmaterial zu teuer wird, dann verwendet man besser Beton

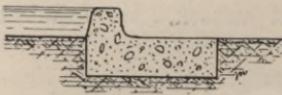


Fig. 74. Wehr aus Beton. 1:100.

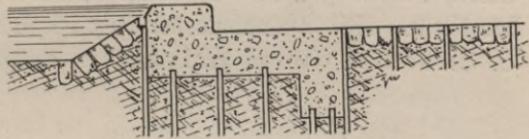


Fig. 75. Wehr aus Beton. 1:100.

oder baut wenigstens den Mantel aus Beton, während man den Kern mit Mauerwerk ausfüllt. Beton hat dem Mauerwerk gegenüber auch den Vorzug, daß er leichter wasserdicht herzustellen ist, daß er ferner ein



Fig. 76. Wehr aus Beton. 1:100.

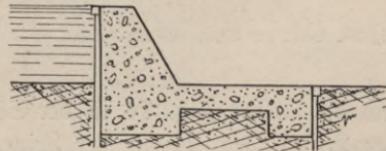


Fig. 77. Wehr aus Beton. 1:100.

Ganzes bildet, daß er auch bei eingetretener Beschädigung standfähiger bleibt als ein Mauerwerk, in dem einige Steine herausgerissen worden sind. Bei Wehren aus Beton ist in vielen Fällen die Gründung auch leichter als die der gemauerten Wehre. Beton schmiegte sich allen Unebenheiten der Baugrubensohle an, überbrückt die weniger tragfähigen

Stellen und kann auch in das Wasser versenkt werden. Mauerwerk bedarf einer besseren Gründung, weil durch ein ungleichförmiges Setzen Brüche im Mauerwerk, Undichtigkeiten und eine baldige Zerstörung des Bauwerks entstehen können. Wenn daher der Boden nicht aus Felsen oder tragfähigen Schichten besteht, so muß er auf eine der früher



Fig. 78. Wehr aus Beton und Mauerwerk. 1 : 100.

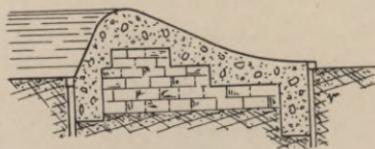


Fig. 79. Wehr aus Beton und Mauerwerk. 1 : 100.

besprochenen Gründungsarten künstlich befestigt werden. Zum Schutze gegen Unterwaschungen dienen auch hier Spundwände.

Fig. 73 zeigt den Querschnitt eines gemauerten und durch Spundwände eingeschlossenen Wehres. In den Fig. 74—77 sind Wehre aus Beton, in den Fig. 78—80 solche mit Betonmantel und Mauerwerkskern dargestellt. Mit Ausnahme der Fig. 73 sind alle Wehre von der Firma B. Liebold & Cie. in Holzminden ausgeführt worden. Es befinden

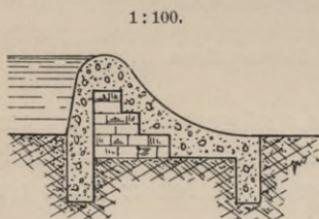


Fig. 80. Wehr aus Beton und Mauerwerk.

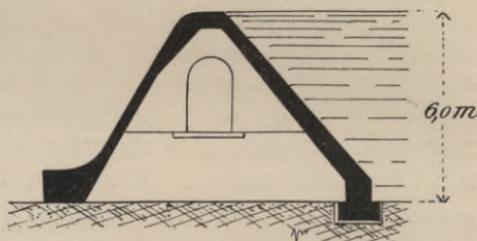


Fig. 81. Hohles Wehr.

sich die Wehre Fig. 74 in der Söse, Fig. 75 in der Fulda, Fig. 76 in der Lenne, Fig. 77 in der Leine, Fig. 78—80 in der Volme. — Die Herstellung von hohlen Wehren in Eisenbeton hat namentlich in Nordamerika eine weite Verbreitung gefunden. Fig. 81 zeigt den Querschnitt eines solchen 6 m hohen Wehres im Dellwood Park III bei Chicago. Der hohle Damm wird als Durchgang benutzt, kann auch von innen heraus bequem untersucht werden. Man hat auch solche Wehre für Wasserkraftanlagen gebaut, bei denen die Turbinen in dem Hohlraum des Wehres arbeiten.

3. Hölzerne und halbmassive Wehre.

Für solche kleine Grundwehre, welche nicht wasserdicht zu sein brauchen, genügt eine Pfahl- oder Spundwand, entweder für sich allein oder in Verbindung mit Steinwurf oder Senkmaschinen, welche dann verhindern sollen, daß die Flußsohle ausgespült werde. Für Überfallwehre kann im günstigsten Falle ebenfalls eine Spundwand genügen, meist sind jedoch 2–3 Spundwände vorhanden, zwischen denen sich der Wehrboden verbindet. Die Spundwände an sich geben aber keinen wasserdichten Abschluß; der eigentliche Körper der größeren hölzernen Wehre besteht deshalb aus Erde, welche seitwärts durch Spundwände und oben durch einen Bohlenboden gegen Fortspülung gesichert wird. Der Rücken der Wehre mit geneigtem Abschlußboden besteht aus einem Fachbaume, welcher auf einer Spundwand ruht; daran schließt sich aufwärts der Vorboden und abwärts der Abfallboden, beide durch Spundwände begrenzt. Die Fachbäume der drei Spundwände werden vielfach durch daneben gestellte Pfähle unterstützt. Zur sicheren Unterstützung des Bohlenbelages sind ferner Grundbalken, welche auf eingerammten Pfählen ruhen, erforderlich. Die Grundbalken werden gleichlaufend mit den Spundwänden in durchschnittlich 1,30 m Abstand von Mitte bis Mitte angeordnet, der Abstand der Pfähle beträgt 1,50–2,00 m. Da das in das Wehr eindringende Wasser die Holzteile angreift und die Zapfen dadurch an Haltbarkeit verlieren, stellt man die Pfähle nicht wie bei dem Pfahlroste in gerade Linien, sondern man läßt sie abwechselnd von der einen und von der anderen Seite vor die Grundbalken vortreten und versieht sie mit Blattzapfen, mit welchen die Grundbalken durch starke Nägel oder Bolzen zu verbinden sind.

Der Vorboden braucht nur eine geringe Neigung zu erhalten und stromaufwärts soweit hinabzureichen, daß die darüber treibenden Eiszollen nicht gegen den vorderen Rand anstoßen. Der Abschlußboden reicht dagegen meistens bis unter den niedrigsten Stand des Unterwassers, und seine Neigung entspricht gewöhnlich der sechsfachen bis dreifachen Anlage. Beide Böden erhalten einen Belag aus 8–10 cm starken Bohlen, welche gefugt und möglichst dicht schließend auf die Grundbalken genagelt werden. Die Bohlen dürfen wohl die Fachbäume des Vor- und Abfallbodens, aber nicht den mittleren Hauptfachbaum überdecken, sondern sie sind an diesen anzuschließen, weil der Hauptfachbaum die genaue Höhe des Wehrrückens bezeichnet und es nicht zulässig ist, ihn durch irgend welche leicht abzuändernde Bekleidung zu erhöhen.

Der Raum unter dem Vorboden wird stets, meist auch der unter dem Abschlußboden, mit Ton ausgefüllt, welcher den wasserdichten Abschluß bilden soll. Der Tonkern muß bis unter die Sohle des Flußbettes und

seitlich bis in die Ufer hineinreichen; er muß mit großer Vorsicht in Lagen von 10—15 cm eingebracht und festgestampft werden. Er darf dabei weder stark durchnäßt noch ganz trocken sein, sondern muß sich in kleinen Massen noch kneten lassen. Die einzelnen Lagen müssen nach und nach die Neigung des darüber anzubringenden Bohlenbelages annehmen, und zuletzt ist er sorgfältig so abzugleichen, daß keine Hohlräume unter den Bohlen bleiben. — Um zu verhindern, daß das Wasser durch das Ufer sickert, muß die Hauptspundwand und der Tonkern bis in das feste Ufer fortgesetzt werden, und zwar ist es nötig, die Spundwand daselbst annähernd bis zur Uferhöhe reichen zu lassen.

Halbmassive Wehre kommen vorzugsweise in solchen Gegenden vor, wo Steine und Holz wenig Wert haben. Die allgemeine Anordnung ist ähnlich wie bei den hölzernen Wehren. Das Holz bildet das Gerippe, welches den Zusammenhang und die Form des Wehres sichert; Kies und Steine dienen zur Ausfüllung. Kleine Wehre erfordern nur eine Holzwand, welche auf beiden Seiten mit Steinen umpackt wird. Größere halbmassive Wände erhalten zwei und mehr Holzwände. Der Abschlußboden ist entweder geneigt oder lotrecht. In dem letzten Falle muß für ein festes Sturzbett gesorgt werden. Häufig wird der ganze Absturz auf mehrere Absätze — Stufen oder Pritschen — verteilt. Das Wasser stürzt daselbst nicht unmittelbar auf die Steinpackung, sondern auf einen darüber angebrachten Bohlenbelag.

4. Saugüberfälle (Fig. 82 und 83).

Bei Wehranlagen ist es in vielen Fällen wünschenswert, den Stauspiegel auf gleichbleibender Höhe zu erhalten. Die Stauhöhe soll möglichst groß sein, sei es bei Bewässerungsanlagen, um hochgelegenen Stellen Wasser zuzuführen oder den Grundwasserstand nicht zu tief sinken zu lassen, sei es bei Kraftanlagen, um das Gefälle zu vergrößern und an Kraft zu gewinnen. Andererseits darf aber der Stauspiegel die durch den Wehrpfehl gesetzlich festgelegte Höhe selbst bei Hochwasser nicht überschreiten. Dieses Ziel — einen möglichst gleichbleibenden, nicht wesentlich unter den Wehrpfehl sinkenden Wasserspiegel zu erhalten — sucht man durch bewegliche Wehre, namentlich auch durch Saugüberfälle, das sind selbstwirkende Saugheber, zu erreichen.

Ein Saugüberfall, auch Wasseregel genannt, besteht im wesentlichen aus einem gebogenen Rohr, das stets (auch in der Ruhe) an seinem unteren Ende durch Wasser geschlossen ist. Sobald der obere Wasserstand eine solche Höhe erreicht hat, daß das Wasser über den höchsten Punkt der Hebersohle hinwegfließt, wird durch das herunterstürzende

Wasser Luft aus dem Inneren des Saugrohrs herausgerissen, welche im Unterwasser in Form von Blasen entweicht. Infolge des Luftunterdrucks steigt der Wasserstand im Saugrohre noch höher, das Wasser tritt in stärkerem Strahl über die Haube, reißt noch mehr Luft mit, und in kürzester Zeit ist das Rohr mit Wasser ausgefüllt, welches dann mit großer Geschwindigkeit unten herauschießt. Sinkt infolgedessen der obere Wasserpiegel unter den Heberand, so tritt Luft ein, und der Apparat setzt sich allmählich außer Betrieb.

Bezeichnet man mit F den Rohrquerschnitt, mit h das Gefälle, mit g die Beschleunigung eines freifallenden Körpers $= 9,81$ m und mit μ den Wirkungsgrad, so ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \mu F \sqrt{2 g h} \quad (44)$$

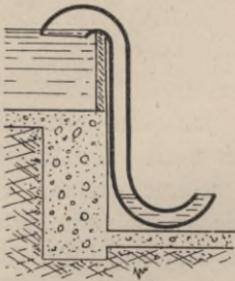


Fig. 82. Saugüberfall.

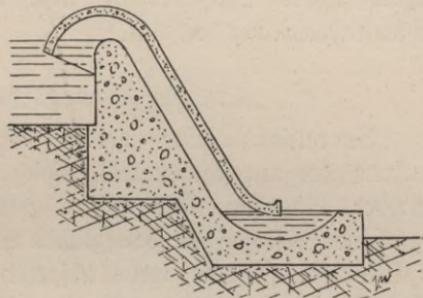


Fig. 83. Saugüberfall.

Ein Saugüberfall von 1 qm Rohrquerschnitt und 2 m Gefälle würde z. B. bei einem Wirkungsgrad von 0,8 eine Wassermenge von

$$Q = 0,8 \cdot 1,0 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,0} = 5,0 \text{ cbm}$$

in der Sekunde abführen. Sollte diese Wassermenge durch ein Überfallwehr bei einer Überflutungshöhe von 0,25 m zum Abfluß kommen, so wäre hierzu eine Wehrebite von

$$b = \frac{Q}{2,525 h \sqrt{h}} = \frac{5,0}{2,525 \cdot 0,25 \sqrt{0,25}} = 15,8 \text{ m}$$

erforderlich, vorausgesetzt, daß die Zuflußgeschwindigkeit vernachlässigt werden kann. Der Saugüberfall erfordert nur einen Rohrquerschnitt von 1,0 qm, bei einem 0,25 m dicken Strahl mithin eine Überfallbreite von nur 4,0 m.

Dazu kommt, daß die Spiegelschwankungen bei dem gewöhnlichen Überfall 0,25 m, bei dem Saugüberfall höchstens nur 5 cm betragen.

Dementsprechend beträgt für das vorberechnete Wehr das nutzbare Gefälle bei dem gewöhnlichen Überfall $2,0 - 0,25 = 1,75$ m und beim Saugüberfall $2,0 - 0,05 = 1,95$ m. Durch den Saugüberfall wird mithin im vorliegenden Falle die Wasserkraft um $\frac{100(0,25 - 0,05)}{2} = 10$ % gegenüber dem gewöhnlichen Überfall vergrößert.

Fig. 82 zeigt einen Saugüberfall (Wasseregel) aus Eisen nach dem Patent F. Heyn in Stettin, Fig. 83 zeigt einen massiven Saugüberfall, wie er von der Aktien-Gesellschaft Stauwerke in Zürich gebaut wird. Oft werden auch Saugüberfall und Grundschleuse miteinander verbunden; alsdann reguliert der Saugüberfall die gewöhnlichen Schwankungen selbsttätig, und nur für außergewöhnlich große Wassermengen bleibt die Grundschleuse zu bedienen. Hierdurch soll erreicht werden, daß die Abmessungen des Saugüberfalls klein bleiben und ein großer Teil der Schleusenbedienung wegfällt.¹⁾

c) Bewegliche Wehre.

Bewegliche Wehre werden dort angelegt, wo eine zeitweilige Senkung des angestauten Wasserspiegels erforderlich wird. Sie arbeiten entweder selbsttätig oder müssen mit der Hand bedient werden. Im allgemeinen bestehen die beweglichen Wehre aus einfachen Wänden, welche die Wehröffnung bald mehr absperren, bald mehr freigeben. Der Verschuß soll stets einfach und in allen seinen Teilen kräftig gehalten werden, damit eine Beschädigung bei der Bedienung oder durch Geschiebe, Treibeis und dergleichen vermieden wird. Man kann unterscheiden Wehre mit drehbarem, verschiebbarem oder abhebbarem Verschuß oder Klappenwehre, Schützen- und Walzenwehre, Staubohlen-, Dammbalken- und Nadelwehre.

§ 29. Klappenwehre.

In den meisten Fällen wird der Verschuß durch Klappen bewirkt, die sich fast stets um horizontal gerichtete Achsen drehen.

1. Einfaches Klappenwehr. Ein solches ist in den Fig. 84—87 dargestellt. Gegen einen „Griesständer“ lehnt sich die Stautafel oder Klappe, welche sich bei einem gewissen Wasserstande um die Oberkante des Griesständers dreht. Dort ist entweder ein Scharnier angebracht oder die Stautafel ist durch eine Kette so befestigt, daß sie zwar umklappen aber nicht gänzlich wegschwimmen kann. Es kommen folgende Fälle vor:

¹⁾ Gamann, Über Wasseregel und Selbstpüler (Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1911, S. 76).

a) Klappenwehr ohne Unterwasser und ohne Überflutung (Fig. 84). Der Wasserdruck gegen die Klappe von 1 m Breite und h m Höhe ist

$$P = 1000 \frac{h^2}{2}. \quad (45)$$

Soll die Klappe sich bei gefülltem Wehre im Gleichgewicht befinden, so muß die Höhe des Griesständers betragen

$$x = \frac{h}{3}. \quad (46)$$

b) Klappenwehr mit Unterwasser und ohne Überflutung (Fig. 85). Der Wasserdruck P ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, das die trapezförmige Fläche zur Grundfläche und die Länge der Klappe zur Höhe hat. Bei einer Klappenlänge von 1,0 m ist

$$P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2}{2}. \quad (47)$$

Zerlegt man die trapezförmige Fläche in ein Dreieck f und ein Viereck f_1 , so ist die Höhe des Griesständers (Schwerpunktes)

$$x = \left(f \cdot \frac{h + 2h_1}{3} + f_1 \cdot \frac{h_1}{2} \right) \cdot \frac{1}{f + f_1}. \quad (48)$$

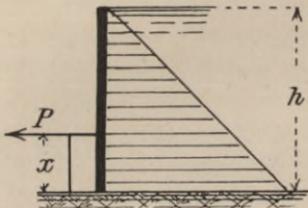


Fig. 84. Klappenwehr.

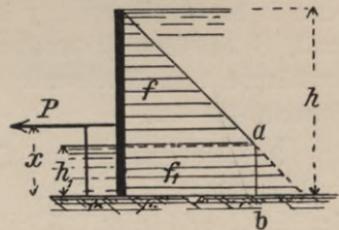


Fig. 85. Klappenwehr.

c) Klappenwehr ohne Unterwasser mit Überflutung (Fig. 86). Es ist der Druck gegen eine 1 m lange Klappe

$$P = \frac{h^2 - h_0^2}{2} \quad (49)$$

und die Höhe des Griesständers, wenn f und f_1 die Inhalte der schraffierten Dreiecke bezeichnen,

$$x = h^2_2 \left(\frac{h_0}{3} + \frac{h}{6} \right) \cdot \frac{1}{f + f_1}. \quad (50)$$

d) Klappenwehr mit Unterwasser und Überflutung (Fig. 87). Der Druck gegen eine Klappe von 1,0 m Länge beträgt

$$P = \frac{h^2 - h_1^2 - h_0^2}{2} \quad (51)$$

und die Höhe des Griesständers

$$x = \frac{f \left(h_1 + \frac{y}{2} \right) + f_1 \left(h_1 + \frac{y}{3} \right) + f_2 \cdot \frac{h_1}{2}}{f_1 + f_2 + f_3}, \quad (52)$$

$$f = y \cdot h_0; \quad f_1 = \frac{y^2}{2}; \quad f_2 = h_1 (h - h_1).$$

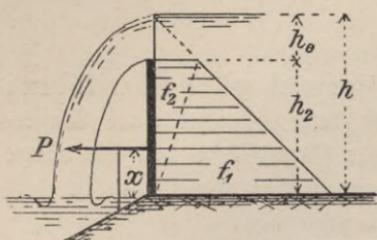


Fig. 86. Klappenwehr.

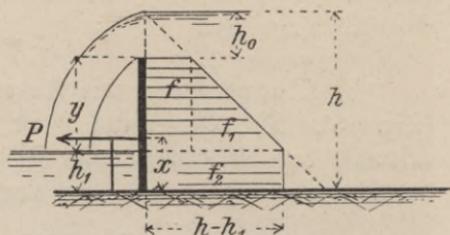


Fig. 87. Klappenwehr.

2. Klappenwehr von Döll (Fig. 88). Die Klappe ist um den Punkt D drehbar. Beim Gleichgewicht ist

$$P y = G x, \quad (53)$$

wenn P den Wasserdruck, y die Entfernung des Wasserdrucks vom Drehpunkt, G das Gewicht der Klappe und x die Entfernung der Schwerlinie der Klappe vom Drehpunkt bedeutet. P und y findet man aus den Formeln 45—52.

3. Klappenwehr von Oppermann (Fig. 89). Die Klappe ist um D drehbar; sie wird durch den Wasserdruck P geöffnet und durch das Gewicht G geschlossen. Es ist wieder

$$P y = G x. \quad (54)$$

4. Klappenwehr von Samann (Fig. 90). Die Klappe ist um D drehbar; sie wird durch den Wasserdruck P geöffnet und durch ihr Eigengewicht geschlossen. Auch hier ist wieder

$$P y = G x. \quad (55)$$

Während die unter 1 beschriebenen einfachen Klappenwehre sich nur durch den Wasserdruck selbsttätig öffnen, aber mit der Hand wieder geschlossen werden müssen, öffnen und schließen sich die übrigen Klappenwehre selbsttätig, sobald der Wasserstand eine gewisse Höhe oder Tiefe erreicht. Auch noch viele andere Wehre mit drehbarem Verschluss sind bekannt, die entweder von der Hand bedient werden müssen oder sich selbsttätig öffnen; ihre Bauweise kann hier nur angedeutet werden.

Es sind meist Wehre mit wagerechter auf dem Boden gelagerter Drehachse, welche sich durch Wasserdruck aus dem Boden erheben (Trommelwehre), oder aufrechtstehende Klappen, die durch Stützen in ihrer Lage erhalten werden. Sobald der Wasserspiegel die größte zulässige Höhe

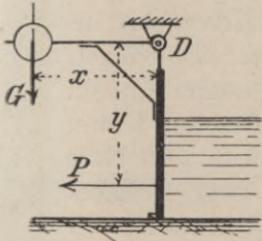


Fig. 88. Klappenwehr
von Döll.

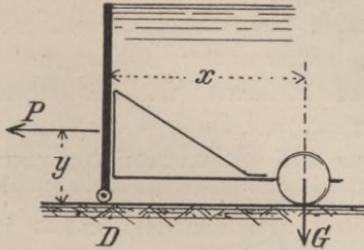


Fig. 89. Klappenwehr
von Oppermann.

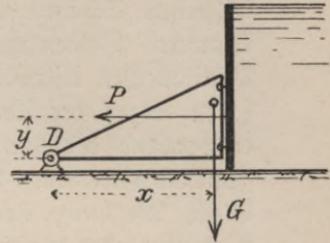


Fig. 90. Klappenwehr
von Gamann.

überschreitet, wird die Stütze durch den Druck des Wassers selbsttätig oder vom Ufer aus durch die Hand entfernt und die Stautafel legt sich um. Auch Klappen mit aufrechtstehender Achse kommen vor. Hierher gehören die bekannten Schleusentore bei den Kammerschleusen, das nach Art der Drosselklappen ausgebildete Wehr von Danckwerts und andere.

§ 30. Bauweise der Schützenwehre.

Bei dem Schützenwehr erfolgt der Verschluss der Wehröffnung durch lotrecht oder schräg stehende Tafeln aus Holz oder Eisen, welche man kurz Schützen nennt. Das Wasser fließt in den meisten Fällen unter der Schütze hindurch (Spannschütze), manchmal auch über dieselbe hinweg (Überfallschütze) oder durch besondere Einläufe hindurch (Kulissenschütze). Überfall- und Kulissenschützen werden in der Regel bei Wasserkraftmaschinen, die Spannschützen bei Bewässerungsanlagen benutzt. Nachstehendes bezieht sich auf die Spannschützen, findet aber auch auf die übrigen Schützen sinngemäße Anwendung.

Um den Wasserdruck und somit die Reibung zu vermindern, erhält die Schütze nur geringe Breite und Höhe; große Wehröffnungen zerlegt man der Breite und Höhe nach in mehrere Teile. Die Trennung in der Breite erfolgt durch Griesständer; diese sind entweder fest oder beweglich. Feste Griesständer nennt man beim Massivbau Griespfeiler, beim Holz- und Eisenbau Griesssäulen. Feste Griesständer haben den Nachteil, daß sie die Wehröffnung dauernd beschränken, man ersetzt sie deshalb manchmal durch bewegliche Pfosten — Losständer oder Setzpfosten —, welche sich nach Bedarf beseitigen lassen. Meist greifen die Losständer in einen im Fachbaum eingelassenen eisernen Schuh ein und

lehnen sich oben gegen den Griesholm oder Schlußbaum. Die Verbindung mit letzterem ist lösbar.

Werden mehrere Schützen übereinander angeordnet, so stellt man sie lotrecht aufeinander oder die eine hinter die andere. Die Schütze wird aus Holz oder Schmiedeeisen, selten aus Gußeisen hergestellt. Die hölzernen Schützen bestehen aus stumpf aneinandergestoßenen oder gespundeten Bohlenlagen, welche durch angenagelte oder angeschraubte Vertikalleisten miteinander verbunden sind. Die Bohlen größerer Schützen sollen wegen der Abnutzung wenigstens 4 cm Dicke haben und können entsprechend der Zunahme des Wasserdrucks von oben nach unten dicker genommen werden. Eisene Schützen werden meist aus Blech — flaches Blech, Wellblech, Trogblech oder Buckelplatten] — in Verbindung mit Walzeisen oder Gußeisen angefertigt.

Kleinere Schützen werden an einem Punkte, größere, welche sich beim Herausziehen und Herablassen leichter in die Falze oder Nuten einflennen, an zwei Punkten aufgehängt. Das Aufziehen erfolgt bei Schützen bis 1 m Breite häufig durch Holzlatten in Verbindung mit dem Wuchtebaum oder der Hebelade und deren Umkehrung. Bei größeren Schützen kommen Aufzugsketten, Schraubenspindeln oder Zahnstangen in Anwendung. Die Windvorrichtung für die Aufzugsketten ist entweder in den Gries Säulen festgelagert oder fahrbar angeordnet. Die Schraubenspindeln gehen gewöhnlich durch eine zylindrische Öffnung des Holmes. Auf letzterem befindet sich eine Eisenplatte und auf dieser die drehbare Schraubenmutter. Sind mehrere Schraubenspindeln vorhanden, so werden die Muttern mit Zähnen versehen, in welche die auf der gemeinschaftlichen, wagerecht gelagerten Kurbelwelle befestigten Zahnräder (Regelräder, Hyperbelräder oder Schneckenräder) eingreifen. Die Schraubenspindeln müssen sehr rein und gut geschmiert gehalten werden. Entspricht man diesen an manchen Orten schwer zu erfüllenden Bedingungen nicht, so sind die Reibungswiderstände sehr groß; man gibt deshalb nicht selten den Zahnstangen den Vorzug. Die in der Regel aus Schmiedeeisen hergestellte Zahnstange wird mittels Zahngetriebe und Vorgelege oder einem mit Sperrklinken versehenen Hebel bewegt.

Sind mehrere Schützen in einer Vertikalebene übereinander angeordnet, so wird an der Aufziehvorrichtung nur die obere Schütze befestigt und diese mit der unteren durch Ketten oder geschlitzte Eisenschienen verbunden. Wenn die Schützen in zwei Vertikalebenen hintereinander stehen, so erhält in der Regel jede Schütze ihre besondere Aufziehvorrichtung; bisweilen wird auch die untere mit seitlich vorspringenden eisernen Winkeln versehen, welche beim Aufziehen die obere Schütze erreichen und diese ebenfalls heben.

§ 31. Berechnung der Schützenwehre.

1. Leistungsfähigkeit der Schützen- oder Schleusenwehre.¹⁾

Mit dem Abflußkoeffizienten $\mu = 0,62$ wird $\mu\sqrt{2g} = 2,75$, ferner $\frac{2}{3}\mu\sqrt{2g} = 1,83$ und man erhält folgende Beziehungen:

1. Fall. Die Öffnung liegt frei über Unterwasser (Fig. 91).

$$Q = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left(h\frac{3}{2} - h_1\frac{3}{2}\right). \quad (56)$$

$$Q = 1,83 b\left(h\frac{3}{2} - h_1\frac{3}{2}\right). \quad (57)$$

2. Fall. Die Öffnung liegt teilweise im Unterwasser (Fig. 91a).

$$Q = \frac{2}{3}\mu b\left[h\sqrt{2gh} - h_1\sqrt{2gh_1}\right] + \mu_1 a b\sqrt{2gh}. \quad (58)$$

$$Q = 4,429 b\left[\frac{2}{3}\mu\left(h\frac{3}{2} - h_1\frac{3}{2}\right) + \mu_1 a\sqrt{h}\right].$$

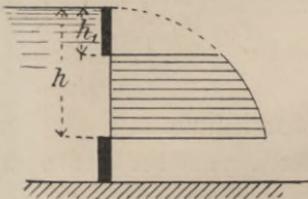


Fig. 91. Schützen.

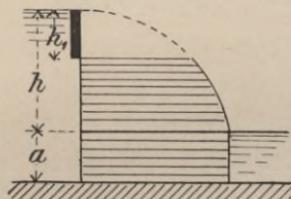


Fig. 91 a. Schützen.

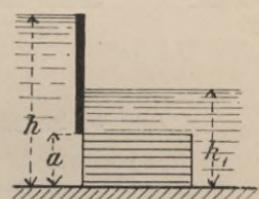


Fig. 91 b. Schützen.

Der Abflußkoeffizient μ_1 beträgt etwa 0,62, wenn die Wehrkrone hoch über der Sohle liegt, er wächst bis zu 0,83, wenn sich die Krone der Sohle nähert. Setzt man $\mu = \mu_1 = 0,62$, so wird

$$Q = 2,75 b\left[\frac{2}{3}\left(h\frac{3}{2} - h_1\frac{3}{2}\right) + a\sqrt{h}\right]. \quad (59)$$

3. Fall. Die Öffnung liegt im Unterwasser (Fig. 91b).

$$Q = \mu_1 b a\sqrt{2g}(h - h_1). \quad (60)$$

Setzt man wieder $\mu = 0,62$, so wird

$$Q = 2,75 b a\sqrt{h - h_1}. \quad (61)$$

2. Der Wasserdruck gegen die Schützentafel

ist gleich dem Gewichte eines Wasserprismas, das die Länge der Tafel zur Länge und die schraffierte Fläche zum Querschnitt hat (Fig. 92).

Bezeichnet h die Tiefe des Oberwassers in m,

h_1 " " " Unterwassers in m,

¹⁾ Weyrauch, Prof. Dr.-Ing., Hydraulisches Rechnen, S. 52, und Gamann, Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik.

h_2 die Höhe der Schützentafel in m,

$$h_0 = h - h_2,$$

so ist der Wasserdruck für 1 m Schützenlänge:

$$\text{bei Fig. 92a: } P = 1000 \cdot \frac{h^2}{2}, \quad (62)$$

$$\text{bei Fig. 92b: } P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2}{2}, \quad (63)$$

$$\text{bei Fig. 92c: } P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_0^2}{2}, \quad (64)$$

$$\text{bei Fig. 92d: } P = 1000 \cdot \frac{h^2 - h_1^2 - h_0^2}{2}, \quad (65)$$

$$\text{bei Fig. 92e: } P = 1000 \cdot h_2 \cdot (h - h_1). \quad (66)$$

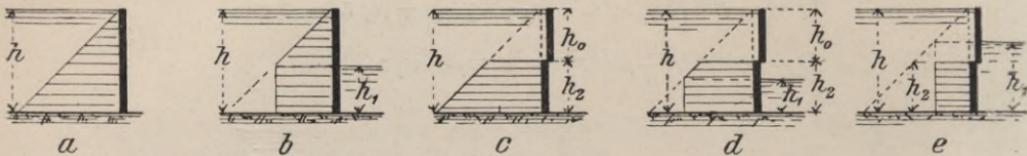


Fig. 92. Schützen.

3. Berechnung der Stärke und Aufziehvorrichtung.

a) Schütze. Der größte Wasserdruck befindet sich auf der Sohle. Bezeichnet man den dort auf eine Höhe von 1 cm wirkenden Druck mit p , so ist das erforderliche Widerstandsmoment für 1 cm Breite

$$W = 1,2 \frac{p l}{8 k}. \quad (67)$$

Der Faktor 1,2 ist mit Rücksicht auf die Stoßwirkung des Wassers eingefügt worden.

Bezeichnet man die Dicke der Bohle mit d , so ist das vorhandene Widerstandsmoment für 1 cm Bohlenhöhe

$$W = \frac{1,0 d^2}{6} = \frac{d^2}{6}.$$

Demnach

$$\frac{d^2}{6} = 1,2 \cdot \frac{p l}{8 k},$$

$$d^2 = \frac{0,9 p l}{k}. \quad (68)$$

Wird bei einer hölzernen Schützentafel die zulässige Spannung k zu 75 kg/qcm angenommen und werden h und l in Meter eingesetzt, so ergibt sich

$$d^2 = \frac{0,9 \cdot p \cdot 100 l}{75} = 1,2 p l,$$

$$p = 10 h \cdot 10 l \cdot 0,1 = 10 h l,$$

$$d^2 = 1,2 \cdot 10 h l^2,$$

$$d = 3,46 l \sqrt{h}.$$

(69)

Ist z. B. bei dem in Fig. 92a gezeichneten Schütz $h = 1,0$ m, die Länge $l = 2,0$ m, so wird die Dicke einer hölzernen Schützentafel

$$d = 3,46 \cdot 2,0 \sqrt{1,0} = 6,92 \text{ rund } 7 \text{ cm.}$$

b) Griesständer. Ein Griesständer ist ein Balken, der an einem Ende eingeklemmt ist und bei dem der Wasserdruck P im Schwerpunkt der (in den Figuren schraffierten) Druckfläche angreift. Das Biegemoment M ist mit Rücksicht auf die Stoßwirkung $= 1,2 P l$ und das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{1,2 \cdot P l}{k} \quad (70)$$

Bei dem vorberechneten Wehr würde z. B. für einen mittleren Griesständer aus Eichenholz

$$P = 1000 \frac{1,0^2}{2} \cdot 2,0 = 1000 \text{ kg; } l = \frac{h}{3} = 33 \text{ cm; } k = 75 \text{ kg/qcm;}$$

$$W = \frac{1,2 \cdot 1000 \cdot 33}{75} = 528 \text{ cm}^3.$$

Für den rechteckigen Querschnitt ist aber $W = \frac{b h^2}{6}$. Nimmt man die Breite b zu 12 cm, so ergibt sich eine Höhe des Querschnitts

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 528}{12}} = 16,2 \text{ cm.}$$

Aus praktischen Gründen wird man den Querschnitt etwas größer nehmen.

c) Aufziehvorrichtung. Die Aufziehvorrichtung muß so beschaffen sein, daß ein oder zwei Mann die Schütze bewegen können. Der zu überwindende Bewegungswiderstand setzt sich zusammen aus dem Eigengewichte der Schütze und aus der Reibung. Obwohl der Reibungskoeffizient für die in Frage kommenden Materialien kleiner als 0,3 ist, so wird man wegen vorkommender Zufälligkeiten, z. B. Schlammansatz in den Falzen, gut tun, zum mindesten diesen Wert zu nehmen.

Beispiel. Eine Schütze habe ein Gewicht von 105 kg, eine Breite von 1,5 m und eine Höhe (Stauhöhe) von 1,0 m. Welche Übersetzung muß die Hebevorrichtung haben, wenn der von dem Arbeiter ausgeübte Druck zu 15 kg angenommen wird?

Der Bewegungswiderstand ist gleich

$$Q = 105 + 1000 \cdot \frac{1,5 \cdot 1,0^2}{2} \cdot 0,3 = 330 \text{ kg,}$$

dennach Übersetzung $\frac{15}{330} = \frac{1}{22}$.

Sollen Zahnräder in Anwendung kommen, so kann man deren Abmessungen, wie folgt, ermitteln.

Bezeichnet

D den Durchmesser der Teilkreise in Millimeter, d. h. den Durchmesser der um die Radmittelpunkte beschriebenen Kreise, welche sich berühren und gleiche Umfangsgeschwindigkeit haben,

t die Teilung in Millimeter, das ist die in den Teilkreisen gemessene Entfernung von Mitte bis Mitte Zahn,

P den im Teilkreise tangential wirkenden Druck in kg,

z die Zähnezahl und

b = 2,5 t die Breite der Zähne,

so ist für Gußeisen

$$t = 1,322 \sqrt{P}, \quad (71)$$

$$D \pi = z t,$$

$$D = z \frac{t}{\pi}. \quad (72)$$

Es ist gebräuchlich, $\frac{t}{\pi}$ auf eine ganze Zahl abzurunden, weil hierdurch die Rechnung vereinfacht wird.

Hat z. B. bei einer Räderwinde die Zahnstange eine Last von 400 kg zu tragen, so wird die Teilung

$$t = 1,322 \sqrt{400} = 26,4 \text{ mm.}$$

Da aber $t : \pi$ eine ganze Zahl (9) betragen soll, so wird man $t = 9 \pi = 28,27$ mm setzen. — Erhält das zugehörige Triebrad 16 Zähne, so wird dessen Durchmesser $16 \cdot 9 = 144$ mm.

§ 32. Walzenwehr.

Dem Öffnen eines Schützenwehres stellt die gleitende Reibung, welche zwischen Schütztafel und Griesständer auftritt, ihren Widerstand entgegen. Die Reibung wird kleiner, wenn sie durch Wälzen entsteht. Man hat deshalb beim Rollschütz an der Schütztafel Rollen angebracht, die in entsprechenden Nuten der Griesständer laufen. Bei anderen großen Wehröffnungen hat man die Schütztafel gegen lose Walzen gestützt, welche sich zugleich mit der Schütztafel, aber mit halber Geschwindigkeit, auf- und abwärts bewegen. Die einfachste Anordnung und den geringsten Widerstand erhält man dann, wenn der Sperrkörper gleichzeitig Walze ist, wenn man ein Walzenwehr baut. Die Walze, welche von einem Ufer zum anderen hinüberreicht und, wenn sie auf der Wehrkrone aufliegt, das Wasser anstaut, wird an den Ufern in geneigten Mauernischen geführt, in denen sie durch umgeschlungene Seile oder Ketten emporgewälzt werden kann, ganz ähnlich, wie dieses bei Fässern, Baumstämmen, schweren Röhren und dergleichen auf geneigten Ebenen geschieht. Zahn-

fränze werden an den Enden des Stauförpers angebracht und greifen in Zahnstangen, welche in den Mauernischen neben den Laufschiene gelagert sind, um den Stauförper sicher zu führen. Es ist nicht nötig, daß der Staufkörper auf seiner ganzen Länge einen Kreiszylinder bildet, er kann in seinem mittleren Teil auch eine andere Gestaltung von geringerem Tauchquerschnitt erhalten, wenn nur die Enden walzenförmig bleiben.

Die Bauweise dieser Walzenwehre ist der Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg, A.-G., Nürnberg, im In- und Auslande durch Patente geschützt. — Die ersten Versuche, einen Walzenkörper zum Aufstauen des Wassers zu verwenden, erfolgten im Jahre 1902 bei einer Wehranlage in einem Nebenarm des Mains bei Schweinfurt. Die hierbei erzielten guten Erfolge führten dazu, auch in dem Hauptarm ein solches Wehr anzulegen, wobei man sofort für den Staufkörper die große Länge von 35 m wählte. Seitdem hat diese Wehrart in den verschiedensten Ländern, in Deutschland, in der Schweiz, in Schweden, Norwegen, Frankreich sich Eingang verschafft, sie wird heute überall dort in Betracht gezogen, wo starke Geröllführung des Flusses, schwierige Eisverhältnisse, plötzlich auftretende starke Hochwasser eine von allen Einbauten freie, große Durchflußöffnung nötig machen.

§ 33. Staubohlen-, Dammbalken- und Nadelwehre.

Der Wehrverschluß ist bei den Klappenwehren drehbar, bei den Schützen- und Walzenwehren verschiebbar, bei den Staubohlen-, Dammbalken- und Nadelwehren abhebbar.

1. **Wehre mit Staubohlen.** Für kleinere Wehrbreiten verwendet man statt der Walzen besser Staubohlen oder, wenn diese nicht aus-

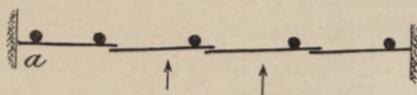


Fig. 93. Wehr mit Staubohlen.

reichen, Balken, welche man gegen Griesständer anlehnt. Das Öffnen der Staubohlen geschieht auf verschiedene Weise, meist unter Mithilfe des gestauten Wassers:

a) Man zieht die Staubohle soweit nach einer Seite, daß sie von dem gegenüberstehenden Griesständer abgeleitet und von ausströmendem Wasser stromabwärts geführt wird.

b) Die Staubohlen klappen bei einem gewissen Hochwasserspiegel um die Oberkante der Griesständer, weil diese viel niedriger als die Staubohlen sind (Klappenwehre).

c) Die Staubohlen drehen sich um die Griesständer, vom Wasserdruck getrieben, sobald der Stützpunkt a entfernt wird (Fig. 93).

2. Dammbalkenwehr. Hierbei sind statt der Bohlen mehrere übereinander liegende Balken angebracht. Das Öffnen des Wehres kann dadurch erfolgen, daß man die einzelnen Balken, ähnlich wie die Staubohlen, seitlich zieht, bis sie an dem gegenüberstehenden Griesständer abgleiten, oder die einzelnen Balken nach oben hebt, oder einen Griesständer versenkt oder umdreht (Wendesaule), so daß die Balken, der Stützung beraubt, durch die Strömung des Wassers flußabwärts gerichtet werden.

3. Nadelwehre. Bei diesen Wehren verwendet man statt der wagerechten Balken lotrecht nebeneinanderstehende Holzstiele — Nadeln —, welche sich am Fußende gegen eine feste Sohlenschwelle, den Fachbaum oder Dremmel, und mit dem Kopfende gegen einen die Wehröffnung überbrückenden Querbalken — Griesholm — stützen. Die älteren Nadelwehre gestatteten nur Wehröffnungen von geringer lichter Weite. Von großer Wichtigkeit war daher die Erfindung beweglicher Mittelwände durch den französischen Ingenieur Poirée im Jahre 1834. Derselbe stellte die Mittelwände als eiserne Rahmen — Wehrböcke, Stützenklappen — her, welche, um wagerechte Wellen in der Sohle des Wehrrückens drehbar, sich auf letzteren umlegen, durch Kettenzug aufrichten, demnächst durch leichte eiserne Balken in der vertikalen Stellung erhalten lassen und so das Auflager für den Belag einer Laufbrücke bilden, von der aus das Einsetzen und Ausheben der Nadeln ohne Schwierigkeit erfolgen kann.

Um die Nadeln nicht einzeln nacheinander ausheben zu müssen und ein schnelleres Niederlegen des Wehres zu ermöglichen, hat man später den Griesholm drehbar angeordnet oder an einem Ende mit Scharnier derart befestigt, daß er am anderen Ende lotrecht oder wagrecht verschoben werden kann. Durch Drehung oder Verschiebung des Griesholms wird den Nadeln ihre obere Anlehnung entzogen, und es werden dieselben durch den Wasserdruck sämtlich umgelegt.

4. Berechnung. Staubohlen und Dammbalken können wie Schütztafeln berechnet werden, die Berechnung der Griesständer ist auf Seite 99 gezeigt worden, die Stärke einer Wehrnadel kann man wie folgt bestimmen: Aus dem schraffierten Druckdreieck in Fig. 94 ergibt sich der Wasserdruck für 1 m Wehrlänge.

$$P_0 = 1000 \frac{h l}{2}. \quad (73)$$

Entfallen auf 1 m Länge n Wehrnadeln, so ist der Wasserdruck auf eine Wehrnadel

$$P = 1000 \frac{hl}{2n}. \quad (74)$$

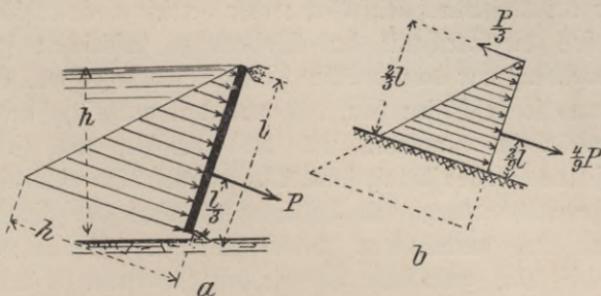


Fig. 94. Nadelwehr.

Das Biegemoment findet man aus Fig. 94 b

$$M = \left(\frac{P}{3} \cdot \frac{2}{3} l - \frac{4}{9} P \cdot \frac{2}{9} l \right) \cdot 1,2 \quad (75)$$

$$M = 0,148 Pl,$$

wenn 1,2 mit Rücksicht auf die Stoßwirkung der Wassers usw. eingefügt wird. Hat das Wehr Unterwasser, oder wird es überflutet, so kann unter Beachtung der Fig. 84—87 und der zugehörigen Formeln das Biegemoment in ähnlicher Art berechnet werden.

III. Flußbau.

§ 34. Allgemeines.

Unter Flußbau begreift man alle Arbeiten, welche zur Verbesserung der Vorflut, also des Wasserzufflusses von den Seitengeländen zu dem Wasserlauf, zur Regelung und Erhaltung des Flußbettes und zur Anlage und Befestigung der Ufer dienen. Diese Arbeiten hängen hauptsächlich von der Richtung und Stärke der Strömung, sowie von der Beschaffenheit des Flußbettes und der Ufer ab. Das Gesetz vom Gleichgewicht bestimmt die Geschwindigkeit des Flußlaufes, die Ausbildung seines Bettes, die Gestalt seines Querschnittes, die Anzahl und Schärfe seiner Windungen. Nicht selten findet sich in der Natur ein Zustand, in welchem ein Gewässer seine Gestalt und Lage nicht mehr merklich ändert, es ist Gleichgewicht eingetreten, das Wasser fließt im Beharrungszustand. Einen solchen Beharrungszustand wird der Fluß auch auf anderen Strecken erlangen, wenn ihm „mit geschickter Hand der Weg dazu gewiesen wird.“ Schon

der französische Forscher Dubuat¹⁾ hat Ende des 18. Jahrhunderts Versuche angestellt, „um die Beziehungen zwischen der Wirkung der Strömung und der Widerstandsfähigkeit des Bettes kennen zu lernen“, wobei er besonders die Beharrungsgeschwindigkeit zu erforschen suchte, „bei welcher ein Wasserlauf sein Bett weder vertieft noch erhöht.“ Jeder Flußbauer soll die Mechanik des Wassers zu erforschen suchen und praktisch anwenden, nur dann werden seine Bauten dem Zweck entsprechen, von Dauer und so beschaffen sein, daß man den neugeschaffenen Zustand als selbstverständlich hinnimmt und bald vergißt, was früher war. Johann Esaias Silberschlag schreibt in seinem 1772 erschienenen Werke „Ausführliche Abhandlung der Hydrotechnik oder des Wasserbaues“: „Bey großen und weitläufigen Unternehmungen hütthe man sich für Rathgeber, die keine gründliche Theorie besitzen, wenn sie auch noch so sehr sich auf ihre Praxis berufen.“ Dieser Ausspruch gilt auch heute noch, aber auch das, was Prof. Dr.-Ing. Weyrauch schreibt: „Wenn Dupuit sagt: ‚Die Formeln sind Werkzeuge, welche der Verstand handhaben muß, welche ihn aber niemals ersetzen können‘, so gilt dieses Wort von keinem Zweig der Technik so sehr als von dem Wasserbau. Von sämtlichen hydraulischen Problemen, welche im Wasserbau auftreten, ist heute noch — man muß es offen aussprechen — kaum ein einziges auf wissenschaftlich strengem Wege zu lösen.“²⁾

§ 35. Die Bewegung des Wassers.

Hier soll nur die gleichförmige Bewegung des Wassers besprochen und berechnet werden, die ungleichförmige, wie sie in unregelmäßigen Flußstrecken vorkommt, wird in § 41, Abschnitt „Brückenbau“, behandelt. Über das Vorkommen und die Eigenschaften des Wassers (Hydrologie) und das Messen der Wassermengen und Geschwindigkeiten (Hydrometrie) ist in meiner „Hydraulik“ Näheres angegeben.

1. Wassermenge und mittlere Geschwindigkeit. Für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen gelten die Formeln:

$$Q = F v, \quad (76)$$

$$v = k \sqrt{R J}. \quad (77)$$

In diesen Formeln bezeichnet:

Q die Wassermenge in s/cbm,

F den Wasserquerschnitt in qm,

¹⁾ Prof. Franz Kreuter, „Die wissenschaftlichen Bestrebungen auf dem Gebiete des Wasserbaues und ihre Erfolge“.

²⁾ Weyrauch, Prof. Dr.-Ing., „Der Wasserbau“.

v die mittlere Geschwindigkeit in s/m ,
 P den benetzten Umfang in m ,
 $R = F : P$ den Profiltradius oder die Geschwindigkeitstiefe,
 J das relative Gefälle,
 k einen Koeffizient.

Für k sind wieder verschiedene Formeln aufgestellt worden¹⁾; verbreitet sind die nachstehenden von Ganguillet und Kutter:

$$k = \frac{100 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}, \quad (78)$$

$$k = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}. \quad (79)$$

und die Formel von Bazin:

$$k = \frac{87}{1 + \frac{a}{\sqrt{R}}}. \quad (80)$$

Die Werte für m , n und a sind in den Tabellen 3, 4 und 5 zusammengestellt.

Tabelle 3.
Koeffizienten für Formel 78.

Klasse	Zustand der Wasserläufe	m
1	Reiner, glatter Zement, halbkreisförmiges Profil oder glatt gehobelte Bretter, rechtwinkliges Profil	0,12
2	Reiner Zement, rechtwinklig, Zement mit $\frac{1}{3}$ Sand, halbkreisförmiges Profil	0,15
3	Gut gefügte Bretter, rechtwinkliges Profil	0,20
4	Gewöhnliche rauhe Bretter, sorgfältig hergestelltes Backstein- und rein gearbeitetes Quadermauerwerk	0,25
5	Gewöhnliches Backsteinmauerwerk und Bohlenwände	0,35
6	Gewöhnliches Mörtelmauerwerk mit gespitzten Steinen	0,45
7	Bestocktes Bruchsteinmauerwerk, Sohle etwas mit Schlamm bedeckt, rechtwinkliges Profil	0,55
8	Rauhmauerwerk mit schlammiger Sohle, rechtwinkliges Profil	0,75
9	Älteres Mauerwerk, moos- und pflanzenfrei, mit schlammiger Sohle, rechtwinkliges Profil	1,00
10	In felsigem Boden, Sohle unter 1,50 m breit, wenig Wasserpflanzen	1,25

¹⁾ Wehrauch, Prof. Dr.-Ing., Hydraulisches Rechnen, und Gamann, Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik.

Tabelle 4.
Koeffizienten für Formel 79.

Klasse	Beschaffenheit der Wasserläufe	n
1	Für Gerinne mit glatt geriebenen Zementwandungen oder sauber gehobelten Brettern	0,010
2	Für Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,012
3	Für Kanäle aus Quadern oder gut gefügten Backsteinen	0,014
4	Für Kanäle aus Bruchsteinen	0,016
5	Für Kanäle in Erde mit ebener Sohle und gemauerten Seitenwänden, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,020
6	Kanäle und Flüsse, ziemlich regelmäßig und rein	0,025
7	Desgl., teilweise steinig oder etwas Wasserpflanzen	0,030
8	Desgl., schlecht unterhalten, mit Wasserpflanzen oder Geschiebe	0,035

Tabelle 5.
Koeffizienten für Formel 80.

Klasse	Beschaffenheit der Wasserläufe	a
1	Gerinne aus gehobeltem Holz oder glattem Zement	0,06
2	Gerinne aus gewöhnlichen Brettern, Quadern oder gut gefügten Backsteinen	0,16
3	Kanäle mit Backsteinwandungen	0,46
4	Kanäle in Erde mit Ufermauern oder gepflasterten Böschungen, sorgfältig unterhalten, Wasser ohne Sinkstoffe	0,85
5	Kanäle und Flüsse, ziemlich regelmäßig und rein	1,30
6	Desgl. mit steinig oder bewachsenen Wandungen	1,75

Beispiel: Welche Wassermenge kann der in Fig. 95 dargestellte Kanal nach Formel (78) abführen, wenn $m = 1,25$ gesetzt wird und das Gefälle $J = 0,001$ beträgt?

Es ist

$$F = 1 \text{ qm}, \quad P = 3,24 \text{ m}, \quad R = 1,0 : 3,24 = 0,31, \quad \sqrt{R} = 0,56, \\ \sqrt{R J} = 0,56 \sqrt{0,001} = 0,0177,$$

$$k = \frac{100 \cdot 0,56}{1,25 + 0,56} = 30,9,$$

$$v = 30,9 \cdot 0,0177 = 0,55 \text{ s/m},$$

$$Q = F v = 1,0 \cdot 0,55 = 0,55 \text{ s/cbm}.$$

2. Querschnitte. Die einzelnen Wasserschichten werden am meisten an den Ufern und am Boden, weniger durch die Luft an ihrer Oberfläche

gehemmt. Die Geschwindigkeit des Wassers ist deshalb am Umfang des Querschnitts geringer, in der Mitte desselben größer. Eine genaue Berechnung der größten und kleinsten Geschwindigkeit v_1 und v_2 aus der mittleren Geschwindigkeit v ist nicht durchführbar. Nach neueren Untersuchungen (Handb. d. Ing.-Wiss., III. Teil, 4. Aufl., I. Band, 2. Lief., S. 474) soll zwischen v , v_1 und v_2 kein bestimmtes Verhältnis, sondern nur ein vom Spiegelgefälle abhängiger Geschwindigkeitsunterschied bestehen. Gebräuchliche Verfahren zur Ermittlung der verschiedenen Geschwindigkeiten sind in meiner Hydraulik gegeben.

Die Geschwindigkeit wächst mit der Höhe des Wasserstandes. Bezeichnet v die Geschwindigkeit und R den Profilradius bei niedrigem, v_1 die Geschwindigkeit und R_1 den Profilradius bei hohem Wasserstande, so ist

$$\frac{v}{v_1} = \frac{k}{k_1} \cdot \sqrt{\frac{R}{R_1}}. \quad (81)$$

Schon Woltmann hat ein Profil entworfen, in dem bei zunehmendem Wasserstande die mittlere Geschwindigkeit stets dieselbe

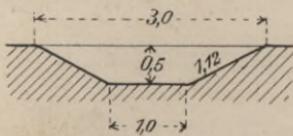


Fig. 95. Quersprofil.

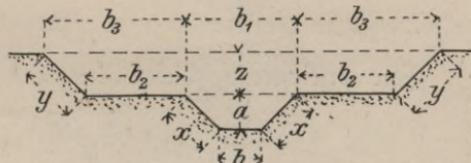


Fig. 95 a. Doppelprofil.

bleiben sollte. Ein Flußbett jedoch so einzurichten, daß alle vorkommenden Wassermengen darin abfließen können, ohne das Bett anzugreifen oder Sinkstoffe darin abzulagern, ist nicht möglich. Je größer die Schwankungen der Wassermengen sind, desto schwerer ist es, beiden Bedingungen gerecht zu werden, doch kann denselben wenigstens annähernd durch ein Doppelprofil nach Fig. 95a entsprochen werden. Dieses zuerst von Prony in Vorschlag gebrachte Profil führt das Niedrigwasser in dem unteren Teile ab. Das Kleinwasser wird in einem Bette von mäßiger Breite zusammengehalten und behält eine gewisse Strömungsgeschwindigkeit; bei Anschwellungen breitet sich das Wasser in dem oberen Profilteile aus, die Reibung an den Kanalwänden wird vergrößert, die Geschwindigkeit bleibt mäßig. Weil das Wasser an den Seiten langsamer fließt als in der Mitte, so zerlegt man bei der Berechnung der Abflußmenge am besten den Querschnitt in einen mittleren Teil und in zwei Seitenteile. Für den mittleren Teil ist alsdann:

$$F_1 = \frac{b + b_1}{2} \cdot a + b_1 z, \quad (82)$$

$$R_1 = \frac{F_1}{b + 2x}, \quad (83)$$

für die seitlichen Teile:

$$F_2 = 2 \cdot \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot z, \quad (84)$$

$$R_2 = \frac{F_2}{2 \cdot (b_2 + y)}. \quad (85)$$

Die ganze Wassermenge ist

$$Q = \sqrt{J} (F_1 \cdot k_1 \cdot \sqrt{R_1} + F_2 \cdot k_2 \cdot \sqrt{R_2}). \quad (86)$$

Das vorteilhafteste trapezförmige Profil, das bei gegebenen F das meiste Wasser führen kann, erhält man, wenn die Böschungen und der Boden so gestaltet werden, daß sie einen Kreisbogen, der aus der Mitte des Wasserspiegels mit dem Halbmesser h geschlagen wird, berühren (Fig. 96). Aus dieser Konstruktion ergibt sich

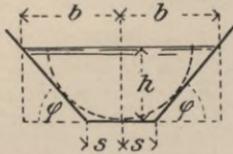


Fig. 96. Günstigstes Querprofil.

$$h = b \cdot \sin \varphi = s \cdot \cotg \frac{\varphi}{2}. \quad (87)$$

Zur Erleichterung dieser Rechnung dient nachstehende Tabelle.

Tabelle 6.

Über die günstigsten Profilformen.

Böschung	1:1	1:1 ¹ / ₄	1:1 ¹ / ₂	1:1 ³ / ₄	1:2	1:2 ¹ / ₂	1:3	1:4	1:5
Böschungswinkel	45°	38°40'	33°41'	29°46'	26°34'	21°48'	18°26'	14°2'	11°19'
$h:2b$. . .	0,354	0,313	0,278	0,249	0,223	0,186	0,158	0,122	0,098
$h:2s$. . .	1,207	1,425	1,652	1,882	2,118	2,597	3,082	4,063	5,047

Geht man von den Größen F und φ aus, so erhält man

$$h = \sqrt{F \cdot \frac{\sin \varphi}{2 - \cos \varphi}}. \quad (88)$$

3. Gefälle und Krümmungen. Bei gleichmäßigem Gefälle und gleichem Querschnitt bewegt sich das Wasser mit gleichförmiger Geschwindigkeit, vorausgesetzt, daß die Wassermenge dieselbe bleibt. Der Wasserspiegel ist der Sohle parallel. Beim Anschwellen eines Flusses ist das Spiegelgefälle stärker, beim Abschnellen schwächer als das Sohlen-

gefälle. Auch hat schon Woltmann beobachtet, daß beim Anschwellen der Wasserspiegel in der Mitte höher ist als an den Ufern, weil schwimmende Gegenstände gegen das Ufer treiben, daß aber beim Abschwellen das Entgegengesetzte stattfindet. Bei einer Verstärkung des Gefälles tritt eine Senkung, bei einer Verminderung des Gefälles eine Hebung des Wasserspiegels ein.

Krümmungen üben auf die Geschwindigkeit des abfließenden Wassers nur einen geringen Einfluß aus. Es findet aber durch die auftretende Zentrifugalkraft eine Hebung des Wasserspiegels am äußeren Ufer statt. Ist z. B. die Geschwindigkeit = 1 m, der Halbmesser der kreisförmigen Krümmung 10 m, dann ist die Zentrifugalkraft für 1 kg Wasser

$$z = \frac{v^2}{g r} = \frac{1^2}{9,8 \cdot 10} \text{ rund } 0,01 \text{ kg.} \quad (89)$$

Es wirken demnach auf das Wasser 1 kg lotrecht und 0,01 kg wagerecht; weil der Spiegel rechtwinklig zur Mittellkraft stehen muß, so erhält derselbe eine Querneigung 1 : 100.

4. Räumungskraft des Wassers. Sollen in einem Wasserlauf keine Sinkstoffe niederschlagen, so muß nach der „Hütte“ die mittlere Geschwindigkeit mindestens betragen,

wenn das Wasser leichten Schlamm mit sich führt: $v = 0,25$ m/s,

wenn das Absetzen von Sand zu befürchten ist: $v = 0,50$ m/s.

Soll das Material, aus welchem Sohle und Wände eines Kanals bestehen, durch das Wasser nicht in Bewegung gesetzt werden, so dürfen die nachstehend angegebenen Geschwindigkeiten nicht überschritten werden.¹⁾

Tabelle 7.

Material des Gerinnes	v
Schlammige Erde, Ton	0,2—0,3
Feiner Sand	0,3—0,5
Lehmiger Sand	0,4—0,6
Grober Sand, Kies	0,9—1,4
Grober Kies, steiniger Boden	1,2—1,8
Geschichteter Fels	1,5—2,5
Ungeschichteter, harter Fels	2,5—3,5

Ist eine größere Geschwindigkeit nicht zu umgehen, so müssen die Böschungen befestigt werden. Bei tonigen Sohlen genügt meist schon

¹⁾ Weyrauch, Prof. Dr.-Ing., Hydraulisches Rechnen, S. 47.

eine Kieslage. Oft kann nur die Erfahrung im einzelnen Fall die richtige Geschwindigkeitszahl geben.

Versuche im Oberrhein haben ergeben, daß die auf der Sohle in Ruhe angetroffenen Sinkstoffe und Geschiebe beim Aufrühren mittels Stangen sich dann in Bewegung setzten, wenn die Geschwindigkeit des Wassers, gemessen 5 cm über der Sohle, folgende Größe hatte:

für Steine bis 2,5 kg Gewicht	$v = 1,80$ m/s
" " " 1,0 " "	$v = 1,59$ "
" Kies bis Taubeneigröße	$v = 1,12$ "
" " " Haselnußgröße	$v = 0,92$ "
" " " Bohnengröße	$v = 0,90$ "
" " " Erbsengröße	$v = 0,75$ "

Dubuat fand, daß die Räumungskraft des fließenden Wassers oder der Angriff des fließenden Wassers auf die Flußsohle

$$k = 1000 \text{ t J kg/qm} \quad (90)$$

beträgt, wenn t die Tiefe des Wassers in Metern und J das Gefälle bezeichnet. Diese Angabe hat u. a. Prof. S. Engels in Dresden durch Versuche geprüft und richtig befunden. Nach Prof. Kreuter ist in Formel 90 ein Maßstab gegeben für die Übertragung der von einem Gewässer gewonnenen Erfahrungen auf ein anderes. Man kann annehmen, daß bei gleicher Räumungskraft auch gleiche Maßnahmen sich bewähren werden.

§ 36. Bauweise.

1. Allgemeines. Im Flußbau unterscheidet man Korrektio n oder Bändigung, wenn der Verwilderung einer Flußstrecke Einhalt getan werden soll, und Flußregulierung, Berichtigung, Lenkung, wenn es sich hauptsächlich darum handelt, natürliche Verhältnisse, die dem Zwecke nahezu entsprechen, zu verbessern oder festzuhalten. Zunächst bestimmt man die Normalprofile mit Hilfe der in § 35 gegebenen Regeln und unter Beachtung der örtlichen Verhältnisse und der im Beharrungs- zustande befindlichen Flußstrecken. Bei größeren Arbeiten wird man aber diese Normalprofile nicht überall vollständig herstellen, was viel zu kost- spielig sein würde, sondern betrachtet sie nur als Richtschnur und als das Ziel, dem der wirkliche Ausbau je nach den aufzuwendenden Mitteln mehr oder weniger zustreben soll. Man sucht sich die Strömung des Wassers dienstbar zu machen, indem man sie vermehrt, wo eine Austiefung, und vermindert, wo eine Auflandung erfolgen soll. Man bringt dort, wo eine Verlandung eintreten soll, geeignete Hemmungen an, welche die Strömungsgeschwindigkeit vermindern; das Wasser setzt dann die mit-

geführten Sinkstoffe ab und das Flußbett wächst von selber empor. Man darf aber die Strömung nicht gänzlich abhalten, man darf sie nur ermäßigen, weil sonst Sinkstoffe nicht mehr abgesetzt werden können. Feste Einbauten, welche den Durchfluß des Wassers nicht gestatten, sind deshalb für die Auflandung weniger geeignet als durchbrochene.

Manchmal muß die neue Uferlinie in das alte Flußbett hineingelegt werden, es geschieht dieses durch Quer- und Längsbauten, durch Buhnen und Leitwerke. Die Leitwerke bilden unmittelbar die neue Begrenzung des Flußbettes, während die Buhnen nur in der Verbindungslinie ihrer Köpfe die neue Uferlinie darstellen. Die Buhnen ermöglichen einen guten Anschluß an das alte Ufer und führen, wenn sie niedrig gehalten sind und das Wasser über sie hinwegfließen kann, die neue Uferbildung sehr vollständig herbei, wodurch sie zugleich den ferneren Angriffen des Wassers entzogen werden. Die Leitwerke bleiben dem Stromangriffe dauernd ausgesetzt. Sie verdienen aber da den Vorzug vor den Buhnen, wo die neue Uferlinie nur eine geringe Entfernung von der alten hat und es gelingt, den Raum zwischen Ufer und Leitwerk bald zu verlanden. Das Leitwerk hängt nach der Verlandung mit dem Ufer zusammen und wird nun Deckwerk genannt. Kurze Buhnen, sogenannte Buhnenköpfe, sind nicht zweckmäßig.

2. Buhnen. Die Krone der Buhnen sollte niemals höher gelegt werden, als für den eigentlichen Zweck der Regelung unbedingt nötig ist. Der Abstand darf nicht so groß sein, daß sich die Strömung zwischen die einzelnen Buhnen hineinwerfen kann; die Buhnen müssen sich vielmehr stets gegenseitig unterstützen, sie sind niemals einzeln, sondern immer gruppenweise anzuordnen. Je nach ihrer Richtung zum Stromstrich unterscheidet man senkrechte oder normale, stromabwärts gerichtete oder deklinante und stromaufwärts gerichtete oder inklinante Buhnen. Meist wird man stromaufwärts gerichtete Buhnen wählen, weil dabei die Verlandungen sich am besten an das Ufer anschließen. Manchmal ist es auch zweckmäßig, innerhalb einer Gruppe die Richtung der einzelnen Werke verschieden zu wählen.

3. Uferdeckwerke. Die unmittelbar mit dem Ufer verbundenen Deckwerke sollen das Ufer decken, vor den Angriffen des Wassers schützen. Man kann beim Deckwerk unterscheiden einen über und einen unter Mittelwasser belegenen Teil. Der erstere soll Uferschälungen, d. h. Beschädigungen des über Mittelwasser belegenen Teils durch Hochwasser und Wellenschlag verhüten, der zweite, Grundböschung genannte Teil, einem Abnagen oder einer Unterspülung des Ufers vorbeugen.

4. Leitwerke. Die dammartig hergestellten Leitwerke, in Norddeutschland auch Parallelwerke genannt, werden von höheren Wasserständen als das Mittelwasser überströmt. Um Strömungen hinter den Leitwerken zu verhindern und die Ablagerung der Sinkstoffe zu unterstützen, werden zwischen den Leit-

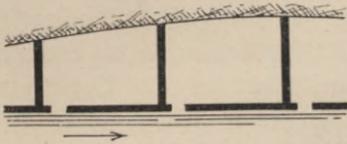


Fig. 97. Leitwerk.

werken und dem Ufer einzelne Anschlußwerke, auch Querbänder oder Querzeilen genannt, angebracht, welche den zur Ausladung bestimmten Raum in einzelne Felder teilen (Fig. 97). Damit das Wasser auch bei niedrigen Wasserständen in

diese Felder gelangen kann, läßt man in dem Leitwerk gleich unterhalb der Querzeilen Lücken, durch welche das schlammhaltige Wasser eintritt und, von der unteren Querzeile angestaut, beruhigt und somit zur Ablagerung veranlaßt wird.

5. Schwebende Längsbauten. Mit diesen hat ihr Erfinder A. Wolff in stark geschiebeführenden Flüssen große Erfolge erzielt. Es werden statt der festen Leitwerke Faschinen oder Rundhölzer, sogenannte Gehänge, an Pfahlgerüsten befestigt, welche nur den Flußschlauch für die endgültigen Venkungsarbeiten vorzubereiten haben. Das Wasser tritt unter dem Gehänge durch, gelangt hinter demselben zur Ruhe, lagert den Kies dort ab und bildet dadurch ein geböschtes Ufer, welches alsdann mit einem Deckwerk versehen werden kann.

6. Krümmungen und Durchstiche. Krümmungen können schon durch ein kleines Hindernis an einer oder der anderen Stelle des Bettes, etwa durch eine kleine Uferbank an der Einmündung eines Seitenbaches, entstehen. Dieses Hindernis veranlaßt das Wasser, sich bald rechts, bald links zu wenden, und da es durch sein Beharrungsvermögen diese Richtung beizubehalten sucht, greift es abwechselnd die Ufer an. Die Krümmungen werden immer schärfer, indem die Strömung sich dem einbuchtenden Ufer zuwendet und dieses in Abbruch setzt, während die fortgerissenen Erdteilchen sich an dem strömungschwächeren ausbuchtenden Ufer ablagern. So wandert der Fluß in seinem Tale hin und her, immer von neuem Uferflächen abwechselnd abreibend und neubildend. Die Neubildungen haben natürlich kein sehr festes Gefüge und so wird der Widerstand der ungedeckten Ufer gegen die Angriffe der Strömung immer geringer; der Fluß verwildert, wenn er nicht sorgfältig unterhalten wird und man dem Uferabbruche vorbeugt.

Zur Geradleitung stark gekrümmter Flußstrecken (Begradigungen) werden mitunter Durchstiche notwendig. Man muß hierbei aber beachten, daß durch die Verkürzung des Laufes das Gefälle und somit auch die Strömung stärker wird. Steht zu befürchten, daß die stärkere Strömung das Bett aufwühlen oder die Ufer angreifen wird, so muß man durch Sohlenabstürze, manchmal auch durch Verbreiterung des Flußbettes, die Geschwindigkeit vermindern oder die Ufer mit Schutzbauten versehen.

7. Uferschutzbauten.¹⁾ Die Uferschutzbauten kann man einteilen in Steinwerke, Beton- und Eisenbetonwerke, Faszinenwerke, Holzwerke und Schutzwerke aus verschiedenen Baustoffen. Bei den Steinwerken unterscheidet man Pflasterungen, Steinwürfe und Mauern. Die Beton- und Eisenbetonwerke bestehen aus zusammenhängenden Betonkörpern, aus Betonklözen oder Betonplatten. Faszinenwerke sind: Bänder, Sinkkörper, Decklagen, Packfaschinen, Sinklagen und Schwebekörper. Es zählen zu den Bändern die Würste, Bandfaschinen oder Wippen und die Flechtwerke, zu den Sinkkörpern die Senkfaschinen, Sinkwalzen und Sinkbäume, zu den Decklagen die Weidenstecklinge, die Rasenziegel, die Wippenstränge, die Flechtwerkstränge, das Rauwehr, die Schuppen, zu den Packfaschinen die Spreitlagen und das Packwerk, zu den Sinklagen die gewöhnliche Sinklage und die Packwerkstinkstücke, zu den Schwebekörpern Gehänge und Schwebehölzer. Holzwerke können aus Bohlwänden oder Balkenwänden bestehen. Viele Uferschutzbauten sind aus mehreren Baustoffen zusammengesetzt. Eine nähere Beschreibung einzelner Uferschutzbauten ist in Band I § 83 enthalten.

¹⁾ Eßelborn, Prof., Lehrbuch des Tiefbaues, ferner Handbuch der Ing.-Wissenschaften, Beton-Kalender und Handbuch für Eisenbetonbau.

Dritter Abschnitt.

Brückenbau.

I. Die Brücken im allgemeinen.

§ 37. Einleitung.

Die ersten Brücken werden in oft benutzten Pfaden für Fußgänger und Lasttiere entstanden sein; sie konnten bei kleineren Spannweiten aus Steinplatten oder nebeneinander gelegten Baumstämmen gebildet werden. Für größere Weiten reichten aber diese Mittel nicht mehr aus. Ströme und Talschluchten überspannte man mit Seilen. Solch einfache Seilbrücken kommen auch heute noch im Inneren Asiens vor; man nennt sie dort „Shula“ oder „Sangho“. Unter Shula verstehen die Gebirgsbewohner des Himalaja ein starkes über den Strom gespanntes Seil, an dem ein Holzblock läuft, der über den Strom gezogen wird; auf dem Holzblock sitzt der Reisende. Sangho ist eine aus Holz oder einem anderen passenden Material geflochtene Hängebrücke, über die man hinweggeht.¹⁾

Zur Überschreitung von Flüssen und Strömen dienten ferner Schiffe, entweder als Fähren oder, nebeneinandergereiht und durch eine Brückenbahn verbunden, als Schiffsbrücken. Die Geschichte berichtet von Schiffsbrücken des Darius über den Bosporus, des Xerxes über den Hellespont, des Alexander über den Drus, des Hannibal über die Rhône und von einer größeren Zahl durch römische Ingenieure geschlagener Brücken solcher Art.

Als man dazu überging, statt der Lasttiere Wagen zu benutzen, da mußten statt der Fußwege Fahrstraßen und neben den Fußgängerbrücken oder Fußstegen auch feste Straßenbrücken über Wasserläufe und Talbrücken oder Viadukte über Täler gebaut werden. Für Täler durchkreuzende Wasserleitungen errichtete man lange und hohe Wasserleitungs- oder Aquaduktbrücken. Man baute die Brücken aus Holz, aus natürlichen und künstlichen Steinen, später auch aus Eisen.

¹⁾ Merkel, Die Ingenieurtechnik im Altertum.

Hölzerne Brücken. Die älteste Holzbrücke, von der uns die Geschichte erzählt, ist die im 6. Jahrhundert v. Chr. von Nebukadnezar (oder der Königin Nitokris¹⁾) erbaute Prachtbrücke in Babylon. Sie führte neben der Königsburg, nahe dem Weltwunder der hängenden Gärten, über den etwa 600 m breiten Euphrat. Es war eine Brücke mit hölzernem Überbau auf Steinpfeilern. Die Pfeilergründung erfolgte ganz im Trocknen, indem man den Euphrat vorübergehend in ein künstlich gegrabenes Bett leitete. Nach einer Beschreibung Diodors waren die Pfeiler aufwärts (ganz ähnlich wie es heute noch bei unseren Strombrücken Gebrauch ist) mit Vorköpfen versehen, die vorn in eine scharfe Kante ausliefen, um die Gewalt des tiefen und reißenden Stromes zu brechen. Der Überbau der Brücke bestand aus Zedern- und Zypressen-Balken; er besaß einen Belag aus Palmenholz.

Cäsar hat mehrere Brücken über den Rhein geschlagen, eine davon ist besonders bekannt geworden. Der Bau erfolgte im Jahre 59 v. Chr. aus Anlaß einer Verfolgung der Usipeter und Tencterer. Nach von Cohausen²⁾ war diese Brücke eine Bockbrücke, deren Böcke aus je vier Weinen und einem Holm bestanden. Cäsar schreibt: . . . „Nach 10 Tagen, in welchen man das Holz zusammenbrachte und den Bau vollendete, ward das Kriegsheer darauf übergesetzt“.

Das künstige Bauwerk des Altertums, aus Holz errichtet, ist die Brücke, welche Trajan im Jahre 104 von Apollodorus aus Damaskus über die Donau unterhalb der Stromschnellen des eisernen Tores erbauen ließ. Zwischen ihren Steinpfeilern spannten sich Holzüberbauten in Bogenform von 36 m Weite. Die Pfeiler waren auf Felsen in 6 m tiefem Wasser gegründet.

Die weitgespannteste Holzbrücke ist im Jahre 1778 von Johann Grubenau über die Limmat bei Wittingen in der Schweiz erbaut worden. Sie besaß eine Spannweite von nahezu 119 m.

Steinerne Brücken. Während wir die Bauart der aus dem leicht vergänglichen Holze erbauten alten Brücken nur aus den erhaltenen Zeichnungen und Beschreibungen zu erkennen vermögen, sind uns von den steinernen Brücken des Altertums umfangreiche Reste erhalten worden, an denen wir ihre Bauart und Größe erkennen können.

Zunächst suchte man den Stein ähnlich wie das Holz beim Brückenbau zu verwenden; man benutzte seine Platten als Balken, und wo die Länge einer Platte nicht ausreichte, da schob man auf den Pfeilern erst

¹⁾ Herodot, I, 186.

²⁾ v. Cohausen, Cäsars Rheinbrücken.

einige Platten konsolenartig vor (man fragte sie aus) und bedeckte dann den verbleibenden Zwischenraum mit der Schlußplatte. — Es ist merkwürdig, daß dieser Grundgedanke auch heute, zu einer Zeit, in der die Brückenbaukunst sich ungemein entwickelt hat, in den sogenannten Ausleger- oder Kragbrücken wieder Anwendung findet.

Größere Weiten konnte man durch Auskragungen der Steinplatten oder Steinbalken nicht überspannen, man mußte vielmehr die Steine so aneinanderfügen, daß sie sich gegenseitig stützten und gelangte auf diese Weise zum Gewölbe. Die Kunst des Wölbens soll der Philosoph Demokrit um 470 v. Chr. erfunden haben.¹⁾ Gewölbte Brücken sollen im Abendlande zuerst von Etruskern gebaut worden sein. Die Schüler dieses Volkes auf so vielen Gebieten, die Römer, erreichten in dem Bau der gewölbten Brücken im Altertum die größte Meisterschaft. Die nach allen Himmelsrichtungen führenden und nach allen damals bekannten Ländern sich erstreckenden Römerstraßen erforderten eine überaus große Zahl von Brückenbauten, von welchen heute noch viele in ihrer imposanten Größe vorhanden sind.

Großartiger noch als die Straßenbrücken sind die von den Römern erbauten Aquadukte, welche das Wasser in geschlossenen Leitungen oft hoch über die Talsohle hinwegführten. Diese Bauwerke hatten Längen bis zu 2000 m und Höhen bis 130 m. Oft waren mehrere (2—5) Bogenreihen übereinander gesetzt. Einige dieser Bauten sind noch verhältnismäßig gut erhalten, z. B. der „Pont du Gard“ bei Nîmes in Frankreich. Dieser Aquadukt wurde 63—13 v. Chr. erbaut; er gilt als einer der schönsten und großartigsten. Der höchste (130 m) ist der unter Theodorich erbaute Aquadukt von Spoleto.

Im Morgenlande baute man steinerne Aquadukte schon lange vor den Römerzeiten; die ältesten werden Ramses dem Großen, Semiramis und dem König Salomo zugeschrieben.

Im Gewölbebau benutzten die Römer fast nur den Halbkreis, mit dem sie Öffnungen bis etwa 36 m überspannten. Erst als der Spitzbogen, namentlich aber der gedrückte Bogen Anwendung fand, sehen wir die Spannweiten wachsen im Mittelalter bis zu 50 m und bis zum

¹⁾ Neuere Forschungen haben ergeben, daß die Ägypter schon 2200 v. Chr. einen Eingang zu den äthiopischen Pyramiden überwölbt haben. In dem alten Ur, der Vaterstadt Abrahams, hat man in den Ruinen eines Tempels Gewölbe gefunden, von denen Loftus in seinem Werk „Chaldea und Susiana“ schreibt: „Es hat die wichtige Frage entschieden, ob die Babylonier den Bogen gekannt haben.“ In einem Hügel bei Nimrud, der für das Grabmal Sardanapals gehalten wird, hat man Gewölbe aus Backsteinen gefunden, ein Beweis, daß die Assyrer die Kunst des Wölbens bereits 900 v. Chr. gekannt haben müssen.

Ende des abgelaufenen Jahrhunderts bis zu 70 m. Eine einzige Brücke hat es allerdings im Mittelalter gegeben, die eine größere Spannweite aufzuweisen hatte; es ist die Addabrücke bei Trazzo in Italien. Sie wurde in den Jahren 1370—1377 mit einer Spannweite von 72 m erbaut und 1416 im Kriege zerstört. Den weitgespanntesten massiven Bogen der Jetztzeit hat die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom. Die Spannweite beträgt 100 m. Der Gewölbebogen stützt sich unmittelbar auf den Baugrund; es ist ein Gewölbe mit verlorenen Widerlagern. Diese Anordnung ist nicht neu. An der Fleischerbrücke in Nürnberg, 1599 von Peter Karl erbaut, ist erstmals die Fortsetzung der Gewölbefugenrichtung bis zum Baugrunde und damit der Anstoß zur Anwendung der verlorenen Widerlager zum Ausdruck gelangt.¹⁾

Die längste gewölbte Brücke, welche wohl je errichtet worden ist, befindet sich im Lande der Mitte, in dem uralten Kulturland China. Es ist der Viadukt von Chaohing in der Provinz Tschefiang. Dieser Viadukt hat eine Länge von 144 km und setzt sich aus etwa 40 000 Bogenöffnungen zusammen, die einen Weg von 1 $\frac{1}{2}$ m Breite tragen. Der Bau stammt wahrscheinlich aus einer Zeit, in der die ganze Gegend nichts weiter als ein großer Sumpf war. Gegenwärtig hat der Viadukt, da das Land trocken gelegt ist, zwar seine Bedeutung verloren, aber seine solide Herstellung gestattet, daß er nach wie vor als Weg und als Leinpfad für den daneben liegenden Kanal benutzt werden kann.²⁾

Vergleicht man die heutigen Fortschritte im Bau der steinernen Brücke mit den Leistungen früherer Jahrhunderte, so erscheinen diese nicht bedeutend, wenn man allein die Größe der Spannweite, die Gestaltung der einzelnen Wölbsteine und die Gesamtlänge der Brücke als Maßstab anlegt; sie sind es in anderer Weise. An Stelle der dicken, auf großen den Strom verengenden Steinwürfen ruhenden Pfeilern treten schlankere Pfeiler, die Wölbstärken werden verringert, die hohen, mit steilen Auffahrtsrampen versehenen Brückenbogen werden durch niedrige flache Bogen ersetzt, kurz: die Steinbrücken der Jetztzeit behindern weniger den Verkehr und den Lauf des unter ihnen fließenden Wassers. Es ist dieses hauptsächlich erreicht worden durch Benutzung von Zement und Eisen und durch die richtige Verwendung dieser Baustoffe im Gewölbe. Fig. 98 zeigt eine solche Brücke, welche von der Firma Helff & Heinemann im Jahre 1911 über den rechten Rheinarm zwischen Honnef und der Insel Grafenwerth erbaut worden ist.

¹⁾ Lang, G. Prof., Zur Entwicklungsgeschichte der Spannweite des Bauwesens.

²⁾ Der Weltverkehr und seine Mittel, IX. Aufl., S. 384.

Man benutzte den Zement beim Wölben zunächst wie gewöhnlichen Kalkmörtel zum Ausfüllen der Fugen zwischen den regelmäßig geformten Wölbsteinen. Später ging man dazu über, die Gewölbe aus Beton herzustellen. Längere Zeit hat man Zweifel darüber gehegt, ob Gewölbe aus Stampfbeton solide genug seien. Nachdem aber die im Jahre 1895 veröffentlichten, auf das sorgfältigste vorbereiteten und geleiteten umfangreichen Versuche österreichischer Fachmänner die Überlegenheit des Stampfbetongewölbes gegenüber dem Zementbruchsteingewölbe nachgewiesen haben, hat der Stampfbeton mit Recht die verdiente Anwendung im Gewölbe-



Fig. 98. Rheinbrücke.

bau gefunden. Noch leichter konnten die Gewölbe gehalten werden, als man den Zementbeton noch mit Eisen in Verbindung brachte, als man die Gewölbe aus Eisenbeton baute.

Eiserne Brücken. Während die Geschichte der hölzernen und steinernen Brücken bis in das graue Altertum zurückreicht, beginnt die Geschichte der eisernen Brücken erst im 18. Jahrhundert. Eiserne Brücken konnten erst gebaut werden, als man gelernt hatte, das Eisen in größeren Mengen und Blöcken herzustellen. Die Steingewölbe geben Vorbilder zu den eisernen Bogenbrücken, die hölzernen Träger Anhaltspunkte für die eisernen Balkenbrücken, die Austragungen in Stein und Holz Grundgedanken zu den Auslegerbrücken und die Seilbrücken Fingerzeige zu den eisernen Hängebrücken.

Die erste größere Brücke aus Eisen war eine Bogenbrücke von 30,6 m Spannweite; sie wurde 1779 in England ausgeführt, indem man einfach die Wölbsteine durch gußeiserne Rasten ersetzte. Man war damals ausschließlich auf Gußeisen angewiesen, Schmiedeeisen und Stahl

konnten noch nicht in genügender Menge und Größe hergestellt werden. Erst als es in der zweiten Hälfte des abgelaufenen Jahrhunderts gelang, zähes, sehniges Schmiedeeisen und festen Stahl in großen Blöcken zu gießen und auszuwalzen, war das Material für die weitgespannten Brücken der Neuzeit gegeben. Mit diesem Material hat man Bogen gespannt, viel weiter und freier als dieses mit Stein und Zement möglich ist. Das größte Steingewölbe hat eine Spannweite von 100 m, der größte Eisenbogen eine solche von 264,6 m. Er überspannt den Niagara in einer Höhe von 45,75 m. Die Bonner Rheinbrücke — eine der schönsten Brücken der Welt — hat 187 m Spannweite und 30 m Höhe; die Müngstener Brücke mißt bei 170 m Spannweite 107 m Höhe.

Rehrt man den Bogen um, das heißt verlegt man den Scheitel des Bogens nach unten, so entsteht eine Hängebrücke. Die größte Hängebrücke, die über den East River, wurde in den Jahren 1869—1876 von Röbling erbaut. Sie überspannt in ihrer Mittelöffnung 486 m, ihre Breite beträgt 26 m; die aus Stahldraht gebildeten Kabel haben einen Durchmesser von 43 cm. Die geplante Hängebrücke über den Nord River soll mit Stahlkabeln von 1 m Durchmesser eine Mittelöffnung von 945 m überspannen.

Die Erkenntnis, daß bei den Trägern einer Balkenbrücke die unteren und oberen Teile am stärksten gespannt werden, führte dazu, den Trägern eine I- oder kastenförmige Gestalt zu geben. Bei geringen Belastungen und Stützweiten werden die Träger aus Walzeisen (I-Eisen) gebildet, bei größeren Abmessungen aus Blechen, Winkelisen und Flachisen zusammengenietet. Die erste weitgespannte eiserne Balkenbrücke hatte Kastenform, und zwar von so großer Abmessung, daß ein ganzer Eisenbahnzug hindurchfahren konnte. Es ist die in den Jahren 1846—1849 von Robert Stephenson erbaute Britaniabrücke. Die Stützweiten ihrer beiden Mittelöffnungen betragen je 142 m, die der beiden Nebenöffnungen je 70 m; ihr Gewicht 11000 t.

Weil aber bei den vollwandigen I- oder Kastenträgern die einzelnen Teile des Querschnittes durch die Biegung ungleich gespannt werden, so ging man bald dazu über, statt der vollen Wand sich kreuzende Stäbe anzubringen, die nur in ihrer Längsrichtung gezogen oder gedrückt, mithin in allen Teilen ihres Querschnittes gleich stark gespannt werden. Anfangs benutzte man ein engmaschiges Gitterwerk aus vielen Stäben, man fand aber mit der Zeit, daß es vorteilhafter sei, statt der vielen Stäbe nur wenige anzuordnen, man baute statt der „Gitterträger“ „Fachwerkträger“. Bei diesen werden die unteren und oberen „Gurtungen“ nur durch einzelne „Vertikalen“ und „Diagonalen“ miteinander verbunden.

Die genaue Bestimmung der einzelnen Stärken der Gurtungen und Wandstäbe wurde durch die theoretischen Untersuchungen ermöglicht, welche zuerst im Jahre 1854 gleichzeitig von Culmann und Schwedler veröffentlicht worden sind. Deutsche Männer waren es namentlich, die dann weiter die Gesetze der Statik und Festigkeitslehre erforschten und neue Berechnungsweisen angaben. Ich erinnere nur an Ritter, Mohr, Winkler, namentlich aber an Müller-Breslau, der in den allbekanntesten Werken über „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ und „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“ die gesamten heutigen Grundlagen der Theorie der Brücken gibt, und zwar in einer so wissenschaftlichen und gründlichen Bearbeitung, daß wohl in der technischen Literatur aller Länder ihres Gleichen nicht zu finden ist.

Wie durch Auskragungen die Stützweite der Brücken verringert werden kann, zeigen schon die ältesten Steinbrücken. Auskragungen mit großer Ausladung wurden aber erst möglich durch die Anwendung des Schmiedeeisens.

Die größte Brücke der Welt, die Forthbrücke, ist nach diesem System gebaut worden. Die Brücke hat Spannweiten von 521 m; der stärkste Stab im Gitterwerk hat einen Durchmesser von 3,66 m. Und diese Eisenmasse konnte ohne festes Gerüst, durch allmähliches Auskragen nach beiden Seiten der Pfeiler, hoch über den Wasserspiegel hinweg gespannt werden. Ein Deutscher ist es wieder, der dieses Trägersystem ausgestaltete; es ist der süddeutsche Brückenbauer Gerber. Die Krag- oder Auslegeträger werden daher auch Gerberträger genannt.

Die geschichtlichen Angaben zeigen uns: Die Entwicklung des Brückenbaues geht Hand in Hand mit der Entwicklung des Wegebaues und des Baues der Wasserleitungen, sie folgt dem Fortschritte in der Gewinnung und Verwendung der Baustoffe und in der Ausbildung und Anwendung der Ingenieur-Mechanik.

§ 38. Architektur der Brücken.¹⁾

Auch zur Architektur steht der Brückenbau in nahen Beziehungen, zählen die Brücken doch zu den „Kunstabauten“. Mit Recht verlangt man von ihnen, daß sie sich harmonisch in ihre Umgebung einfügen und nicht lediglich Nützlichkeitsbauten sind. Schon 1866 forderte Prof. R. Baumeister, jetziger Geh. Oberbaurat in Karlsruhe: Jedes Bauwerk

¹⁾ Baumeister, Prof., Architektonische Formlehre für Ingenieure und Gamann, Ausgestaltung der Schauplätze von Brücken (Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1911, S. 37).

sei in seine Landschaft einzupassen und dürfe nicht immer die gemeine Nützlichkeit verraten, für die es erstellt sei. Daß bei vielen Ingenieurbauten, zu denen auch die Brücken zählen, die Forderung des Nützlichen gegenüber der des Schönen zu sehr in den Vordergrund getreten ist, läßt schon die 1908 erfolgte Rundfrage des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine erkennen: „Welche Wege sind einzuschlagen, damit bei Ingenieurbauten die ästhetischen Rücksichten in höherem Grade als bisher zur Geltung kommen.“

Die Harmonie zwischen einer Brücke und ihrer Umgebung kann erreicht werden durch eine entsprechende Gliederung des Bauwerks, durch die richtige Wahl und Behandlung des Baustoffes, durch passende Farben und, wenn auch in untergeordnetem Maße, durch schmückendes Beiwerk.

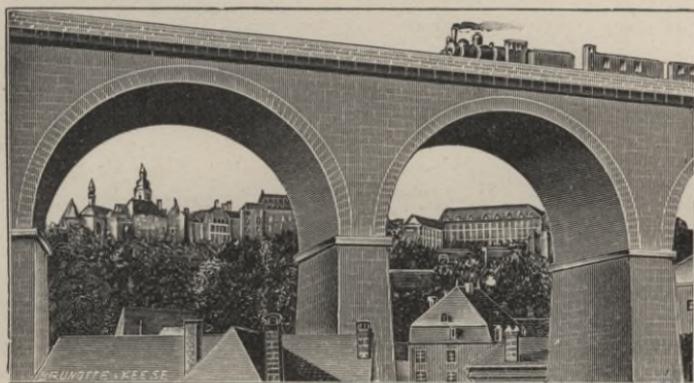


Fig. 99. Teil des Grunewald-Viaduktes in Luxemburg.

1. Gliederung und Angliederung. Bei den Brücken liegt die künstlerische Wirkung in der Gesamterscheinung des Bauwerks. Zunächst soll eine einfache Gliederung mit kräftigen Formen dem Beschauer den Zweck der einzelnen Teile erkennen lassen. (Fig. 99 und 100.) Um dem Wasser einen möglichst ungehinderten Durchfluß zu gewähren, erhält die Brücke oft eine größere Hauptdurchflußöffnung, der sich links und rechts nach Bedürfnis die Seitenöffnungen anschließen. Die Fahrbahn soll gradlinig und ebenflächig bei Eisenbahnen sein, bei Straßenbrücken ist dies nicht nötig. Praktisch angenehm ist sie allerdings auch hier, aber ästhetisch ist sie unerwünscht. Eine Hebung, eine leise Aufsteigung der Brückenbahn von beiden Enden nach der Mitte zu, wo eine sanfte Überführung der Linien stattfinden kann, hebt die Wirkung der Brücke als Bauwerk ganz wesentlich. In der Bogenlinie ist Ruhe, Geschlossenheit; aus dem geraden wagrechten Zuge dagegen spricht das unaufhaltsame

Dahinrennen, die Raftlosigkeit, die reine Zweckdienung. Das, worauf die gute Wirkung der steigenden Fahrbahn beruht, ist, daß die sanfte obere Bogenlinie das Bauwerk mit seinen verschiedenen Öffnungen zu einer Einheit zusammenfaßt, zu einem für sich dastehenden, die beiden Ufer freundlich verbindenden Bau, während die gradlinige Bogenreihe ungeschlossen dahinzieht, beliebig fortgesetzt gedacht werden kann.

Die Gliederung muß zur Umgebung passen. Meist ist die Brücke symmetrisch; es könnten aber auch ganz entschiedene Abweichungen von der Symmetrie ohne Verletzung der Schönheit vorkommen, wo die natür-



Fig. 100. Petrusfetal-Viadukte bei Luxemburg.

lichen Gebäudeformen unregelmäßig sind und die Brücke gerade durch ihr Anschmiegen an dieselben ihre Bestimmung, über ein wildes und ungleichartiges Tal den regelmäßigen menschlichen Verkehr zu führen, klar vor Augen stellt. — Eine magere Struktur gehört nicht zwischen Festungswerke, in eine romantische Gegend keine glatte, geleckte Form und umgekehrt in einen eleganten Stadtteil keine plumpe Behandlung. Wie trefflich paßt die in Fig. 101 dargestellte kleine gewölbte Brücke in den Rahmen des Landschaftsbildes, halb versteckt in Busch und Hain liegt sie da, ihr eigen Bild in den Fluten des Baches wiederpiegelnd. Ganz anders die Ludwig-Wilhelmsbrücke in Ulm, die uns in Fig. 102 gezeigt wird. Frei liegt sie vor uns, in langer Bogenreihe die Donau überbrückend; sie verbindet Württemberg und Bayern miteinander, die getürmte,

stark bewehrte Festung Ulm mit der erst 1811 gegründeten Schwabenstadt Neuulm. „Unter ihr, über ihr rennen die Wellen, die Wagen, und gütig gönnte der Meister ihr selbst, auch mit hinüber zu gehn.“



Fig. 101. Bevrather Brücke in Düsseldorf.

2. Farbe. Farbe und Form sollen in ihrer ästhetischen Wirkung übereinstimmen. Man kann durch Farbe zunächst die statischen Gegensätze



Fig. 102. Ludwig-Wilhelms-Brücke in Ulm.

der einzelnen Teile schärfer hervortreten lassen, indem man schwere Farben wählt für Teile, welche bedeutende Lasten tragen oder selbst gewichtige Massen sind, leichte Farben für Teile, die nichts zu stützen haben und

selbst ein verhältnismäßig geringes Gewicht besitzen. Sollen die Farben die Hauptglieder mehr hervorheben, die Nebenglieder mehr zurücktreten lassen, so gibt man den Hauptteilen ganze, kräftige Farben und den Nebenteilen gebrochene, matte; erstere z. B. den Hauptträgern eiserner Brücken, letztere den Nebenträgern und Verbindungsstäben. Ferner muß man bei der Wahl der Farben Rücksicht nehmen auf die Gesamtwirkung des Bauwerks und auf die umgebende Landschaft. Kleinere Bauwerke können durch einen schicklichen Gegensatz der Farbe aus der Umgebung hervorgehoben werden; bei großen Bauwerken ist dieses nicht notwendig, sie wirken durch ihre Masse. Schließlich muß die Farbe dem Material entsprechen; es ist unzulässig, Eisen mit Holzfarbe zu streichen usw.

3. Verzierungen. Die Schönheit einer Brücke beruht im wesentlichen auf dem Verhältnis der Abmessungen ihrer Hauptteile und auf der Farbe; sie kann aber gehoben werden durch schmückendes Beiwerk. Freilich eine Überladung mit Verzierungen stört den günstigen Eindruck; aber im Brückenbau wird oft der entgegengesetzte Fehler gemacht: zu wenig Schmuck. Ein paar Ornamente über einen großen Bau zerstreut erwecken den Gedanken, als sei das Geld ausgegangen. In einem richtig deforierten Bauwerk wird der Beobachter aus dem Eindruck des Ganzen und der Verzierungen ein durchaus harmonisches Gesamtbild gewinnen.

Einzelne Bauteile dürfen wohl einen reicheren Schmuck erhalten, dadurch wird die Harmonie nicht gestört; es wird nur die Gliederung besser ans Licht gestellt. Man kann immerhin die Flußöffnungen einer langen Brücke reicher gestalten als die Zufahrtsrampen, die Flügelmauern schlichter halten als den Hauptbau, große Mauerflächen einfacher als Strebe Pfeiler.

In ein und demselben Bauwerk soll niemals die eine Verzierung eine bloße Verkleinerung der anderen sein. Selbst wenn dasselbe Motiv unterliegt, soll man dasselbe verschieden benutzen. Wird das Motiv allgemein, nicht aber als verkleinertes Modell benutzt, dann entsteht eine bedeutsame Harmonie, weil das kleinere Schmuckwerk immer wieder die Erinnerung an die Hauptteile wachruft. — Niemals darf ein Brückenteil den Eindruck des Gewagten, ja Waghalsigen, Brigglichen und Gezierten hervorbringen, er soll vielmehr Vertrauen geben zu seiner Kraft und seiner Sicherheit.

Stets muß die Kunstform dem Zweck des Bauteils entsprechen. Es wäre unrichtig, eine Hängesäule wie eine gedrückte Säule mit Sockel und Kopf zu versehen, denn ihre Beanspruchung ist nicht Druck, sondern Zug. Eine nichttragende Wandfläche darf wohl einen nebartigen Verband erhalten, ein Strebe Pfeiler niemals; erstere hat einen Abschluß zu bewirken,

letzterer hat zu stützen. Ebenso unzulässig ist es, ein hölzernes Sprengwerk mittels Verschalung und Anstrich als Gewölbe zu gestalten oder einen eisernen Balkenträger als Bogenträger zu verblenden. Der Bauteil muß stets als das erscheinen, was er ist, oder sein was er scheint. Auch für das Bauen gilt: „Sei wahr!“

4. Mauerwerk. Der natürliche Stein ist der bekannteste Baustoff. Durch seine verhältnismäßig geringe Festigkeit und durch die Art seines Verbandes entstehen hier vorzugsweise große Massen gegenüber den Holz- und Eisenbauten. Damit scheint für das allgemeine Verständnis, welches nicht nachrechnet, sondern nachfühlt, mehr Standicherheit und Dauer vorhanden und der monumentale Grundton des Bauwerks besser gewahrt zu sein. Dieser Eindruck kann noch gesteigert werden durch den Mauerverband, durch die Bearbeitung der einzelnen Bausteine und durch die Behandlung der Fugen.

In einer Mauer, die zu stützen oder große Lasten zu tragen hat, müssen Läufer und Binder angewandt und deren Breiten deutlich unterschieden werden. Je mehr Binder, um so öfter wird das Auge an die Tiefe oder Dicke der Mauer erinnert; einem Verbande aus lauter Binder fehlt aber der Gegensatz. Die größte Energie dürfte eine Mauer zeigen, bei der Läufer und Binder abwechseln (gotischer Verband). Im Polygon- oder Zyklopenverband wirkt die Fläche eines Steins als Ganzes und nach allen Seiten gleich. Ein solcher Verband ist geeignet für raumabschließende Wände, Brückenstirnen und dergl., niemals aber für Pfeiler.

Dem Zweck des Bauteils entsprechend müssen auch die einzelnen Bausteine gestaltet werden; kräftig und rauh die Steine der Stützen und Streben, leicht und glatt die Füllungsglieder. Kräftig und rauh wird ein Mauerwerk erscheinen, dessen Steinhäupter bedeutend aus der Mauer-schicht vorspringen und unbearbeitet bleiben. Starke Fugen und Bossen geben ein kräftiges Gepräge, doch muß der Stein eine gewisse Größe haben. Die Einfassung der Quader nebst Fuge ist der bossierten Fläche unterzuordnen; es ist unstatthaft, zwischen breit gezeichneten Fugen geringe Überbleibsel des Steines einzuschließen. Solche Steine erscheinen nicht kräftig, sondern aufgequollen, plattgedrückt, durch den Mauerdruck zerquetscht. — Leicht und glatt erscheint eine Wand aus sorgfältig bearbeiteten und sorgfältig gefugten Steinen, welche nicht vor der Flucht stehen, keine Auszeichnung auf dem Haupte besitzen und an den Kanten ebensowenig gezeichnet sind. Eine Wand, deren Bestimmung mehr Raumabschluß als Stützen oder Tragen ist, wie die Gewölbezwickel einer Brücke und dergl., kann so gestaltet werden.

Auch der Fugenverstrich soll der Bestimmung und Gestaltung der Mauer entsprechen. Er soll beim Schichtenverband den Stein mittels scharf gezeichneter Linien umgrenzen, breiter und deutlich hervortretend bei rauhen Steinen, schmal und tief liegend bei glatten Verblendsteinen mit scharfen Kanten.

5. Beton.¹⁾ Die Betonbrücken gleichen in ihrem Wesen den Brücken aus Stein, sie können ebenso wie diese durch Form und Farbe in jede Landschaft eingepaßt werden. Bewehrt man aber ein Betonbauwerk durch Eiseneinlagen, so kann es auch nach den schönen Linien geformt werden, die einem Eisenbau auf Grund seiner statischen Verhältnisse gegeben werden können. Das Tragwerk einer Betonbrücke besteht aus einer einzigen, starren, steinartigen Masse und soll auch als solche behandelt werden. Eine Betonbrücke ist kein Quaderbau, er darf daher auch nicht durch Anwendung künstlicher Fugen als solcher gestaltet werden.

An sich wirkt der Beton bei großen glatten Flächen unschön; er bedarf noch der weiteren Bearbeitung. Gut ist es, den eigentlichen Tragbeton noch mit einer deckenden 3—5 cm starken Betonschicht — dem Vorsatzbeton — zu versehen. Dieser Vorsatzbeton, am besten aus Zement, Steingrus oder Splitt und Steinmehl bestehend, muß aber mit dem dahinter liegenden Tragbeton gleichzeitig eingebracht und festgestampft werden, damit eine gleichartige zusammenhängende Masse entsteht. Steingrus und Steinmehl können aus jedem wetterbeständigen Material hergestellt werden. Sehr geeignet sind die Granite in den verschiedensten Färbungen, Basalt, Dolomit, Marmor und gewöhnliche Kalksteine. Der Vorsatzbeton soll kein natürliches Steinmaterial vortäuschen, dazu fehlen ihm einerseits die natürlichen Fugen und andererseits alle die kleinen Verschiedenheiten in der Farbe und dem Gefüge, welche den Bauten aus natürlichen Steinen ein materialschönes Aussehen verleihen. Der Vorsatzbeton hat seine besondere Eigentümlichkeit, die bei sorgfältiger Ausführung sein Aussehen wirkungsvoll beleben kann. Es ist seine Schichtung, die durch das Einstampfen der einzelnen Betonlagen entsteht und die auch bei einer Nachbearbeitung selten ganz verschwindet.

Ohne Nachbearbeitung gleicht eine Betonmasse der anderen, wie sie auch zusammengesetzt sein mag, weil eine graue Zementhaut alle Zuschläge einhüllt. Wird nach dem Ausschalen des Betonkörpers die Schaufläche mit einem groben Sandstein abgerieben und geglättet, so verschwinden zwar die in der Betonfläche sich zeigenden Trennungsfugen und Holz-

¹⁾ Henkel, Dipl.-Ing., Die Ansichtsflächen der Betonbrücken und ihre Behandlung (Der Brückenbau 1912, S. 59).

fasern der Schalbretter, aber die die Zusatzstoffe umhüllende Zementhaut bleibt. Diese wird meist entfernt durch Bürsten oder mit den in § 12, Band I beschriebenen Werkzeugen und Maschinen für die Bearbeitung der natürlichen Steine.

Ein in Amerika weit verbreitetes Verfahren besteht darin, daß man die Schalung zwar nach dem Abbinden, aber vor dem vollständigen Erhärten des Betons entfernt und dann die Schaupfläche mit Wasser und Bürste gründlich abwäscht. In Deutschland nimmt man statt des Wassers lieber verdünnte Salzsäure und spült dann die Flächen mit Wasser kräftig nach, damit kein Salzsäurerest zurückbleibt und weitere Zerstörungen anrichten kann. Das Aussehen der so behandelten Fläche richtet sich naturgemäß nach der Form und Farbe der Zuschlagstoffe und nach deren Verteilung in der Betonmasse. Man kann auch für die einzelnen Teile desselben Bauwerks verschieden gefärbte und verschieden große Zuschlagstoffe verwenden, so daß eine gewisse wohltuende Abwechslung in der Farbe und Körnung vorhanden ist. Auch läßt sich eine gewisse Abstufung durch den Grad des Waschens erreichen. Erfolgt das Waschen rechtzeitig, so kann mit der Bürste so viel Mörtel entfernt werden, daß die Zuschlagstoffe stark hervortreten, wodurch eine kräftig wirkende, raue Oberfläche erzielt wird. Die Größe der einzelnen Körner kann bis 30 mm betragen.

Bei steinmexmäßiger Bearbeitung des Vorsatzbetons darf der Steingruß eine Korngröße von höchstens 6 mm haben. Auch die steinmexmäßige Bearbeitung bezweckt zunächst nur eine Beseitigung der deckenden grauen Zementhaut, um Körnung und Gefüge des Vorsatzbetons freizulegen, aber zugleich können die Schaupflächen in derselben Weise bearbeitet werden, wie diejenigen der natürlichen Bausteine. Besonders vorsichtig behandelt man an dem Vorsatzbeton die scharfen Kanten, oft werden sie geschliffen und poliert und bilden so eine schöne Einrahmung der Flächen. Die Bearbeitung des Vorsatzbetons mit Steinwerkzeugen kann in der Regel nach einer Abbindezeit von etwa 8 Tagen erfolgen. Verwendet werden die verschiedensten Meißel, Hauen und Maschinen, auch Sandstrahlgebläse.

6. Holz und Eisen. „In jedem Material wohnt durch seine Erscheinung und Bearbeitungsfähigkeit ein eigener Geist und eine eigene Poesie, die bei künstlerischer Behandlung den Charakter der Darstellung fördern und durch nichts zu ersetzen sind.“ (Max Klinger.) — Stein und Zement sind ganz andere Stoffe als Holz und Eisen; aber auch Holz und Eisen unterscheiden sich wieder wesentlich voneinander. Jedes hat seine Eigenart und muß dementsprechend behandelt werden, sowohl

in statischer wie in ästhetischer Beziehung. Gar mannigfach sind die Formen, in die Holz und Eisen gebracht werden können, aber stets müssen sie der Natur des Baustoffes entsprechen. Beim Holz sollen die Schweifungen weniger die Fasern quer durchschneiden, vielmehr sich demselben anschmiegen. Bei Schmiedeeisen können Verzierungen auch durch Biegen, Treiben, Schmieden und Schweißen erzeugt werden, bei Gußeisen durch Profilieren. — Brücken, als öffentliche wichtige Bauten, kommt gewöhnlich Ruhe zu, doch gibt es auch Fälle, wo Zierlichkeit und Anmut an einzelnen Bauteilen (Geländern, Ornamenten) oder an ganzen Bauwerken (Hängebrücken, Holzkonstruktionen) sich zeigen dürfen.

§ 39. Hebezeuge für den Brückenbau.

Maschinen zum Heben von Lasten auf verhältnismäßig große Höhen sind schon beim Bau des ersten der sogenannten sieben Wunder der Welt, beim Bau der ägyptischen Pyramiden benutzt worden. Auch die Griechen haben Hebel, Rollenzüge, Winden usw. zum Heben der gewaltigen Steine ihrer Prachtbauten benutzt, wie aus den Beschreibungen, welche Vitruvius von verschiedenen Hebmachines liefert, hervorgeht; Maschinen, die gewiß mehr oder weniger ägyptisch-griechischen Ursprungs waren.

Noch heute finden die einfachen Hebmachines der alten Völker bei vielen Bauten Anwendung. Die meisten Hebezeuge sind jedoch im Laufe der Zeit wesentlich verbessert worden, auch sind neue leistungsfähigere Hebmachines hinzugekommen. Über den Gang der Entwicklung dürfte ein Vergleich der Mittel Aufschluß geben, welche zu verschiedenen Zeiten für die Aufstellung von Obelisken erforderlich waren. Im Jahre 1580 hob Fontana den 500 000 kg schweren Obelisk zu Rom mit 40 Winden, 800 Mann und 140 Pferden, 1836 Le Bas den Obelisk von Luxor in Paris mit 10 Winden und 480 Mann, 1878 Diskon die Nadel der Kleopatra mit 4 hydraulischen Winden und 4 Mann.¹⁾

Man kann die Hebezeuge einteilen in Flaschenzüge, Winden und Krane. — Bleibt die Reibung außer Rechnung, so ist bei allen Hebezeugen die Arbeit der Kraft gleich der Arbeit der Last, oder Kraft mal Kraftweg gleich Last mal Lastweg.

Bezeichnet N die erforderliche Betriebskraft in Pferdestärken,
 Q die zu hebende Last in kg,
 v die Fördergeschwindigkeit in sm,
 η den mechanischen Wirkungsgrad,

¹⁾ Plinius (Buch 36, § 14) bezeichnet die Obelisken des alten Ägyptens als aus einem Stein gehauene schlanke, geebnete und geglättete Pyramiden oder Spitzsäulen, welche man dem Sonnengott Ra geheiligt hatte.

so ist bei allen Hebezeugen

$$N = \frac{Qv}{75\eta} \quad (91)$$

1. Flaschenzüge. Man unterscheidet Seil- und Kettenflaschenzüge.

a) Seilflaschenzüge. Diese haben stets zwei Kloben oder Flaschen (Fig. 103), über deren Rollen Seile von Hanf oder Draht geführt werden. Bezeichnet P die Kraft in Kilogramm, Q die Last in Kilogramm, n die Anzahl der tragenden Seile und η den Wirkungsgrad, der zu 0,64 angenommen werden kann, so ist

$$P = \frac{Q}{\eta n} \quad (92)$$

b) Kettenflaschenzüge. Sie haben Gelenk- oder Gliederketten; ihre Bauart ist verschieden. Fig. 104 zeigt den Differenzialflaschenzug von Weston. In der oberen Flasche befinden sich auf derselben Achse fest miteinander verbunden zwei Kettenrollen von verschiedenem Durchmesser und beide mit gekerbten Spuren versehen, in welche die Glieder einer endlosen Kette eingreifen. Es ist

$$P = \frac{Q}{\eta} \cdot \frac{R-r}{2R} \quad (93)$$

wenn mit P die Kraft, mit Q die Last, mit R der Radius der großen, mit r der Radius der kleinen Rolle und mit η der Wirkungsgrad bezeichnet wird. Gibt man (wie Weston) der großen Kettenrolle 22, der kleinen 20 Kerbe zur Aufnahme der Kettenglieder, so erhält man

$$P = \frac{1}{22} \cdot \frac{Q}{\eta}$$

Der mittlere Wirkungsgrad ist 0,84.

Für Lasten bis zu 500 kg arbeitet der in Fig. 105 dargestellte Schnellflaschenzug mit besonderer Last- und Handkette recht günstig.

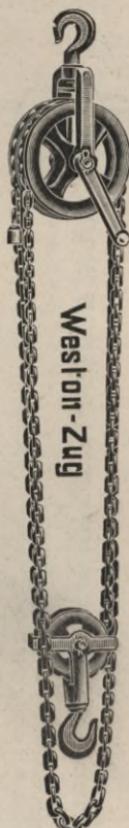
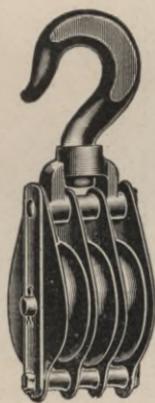


Fig. 103. Seilflaschenzug. Fig. 104. Differenzialflaschenzug.

Die Lastkette besitzt zwei Haken, so daß gleichzeitig Last gehoben und gesenkt werden kann. Wie beim Differenzialflaschenzug, so wird auch bei diesem Zug die Last in jeder Höhe sicher gehalten. Einen Flaschenzug

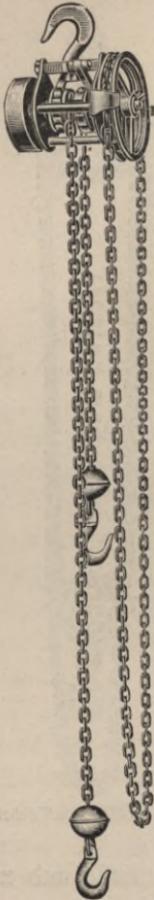


Fig. 105. Schnellflaschenzug.

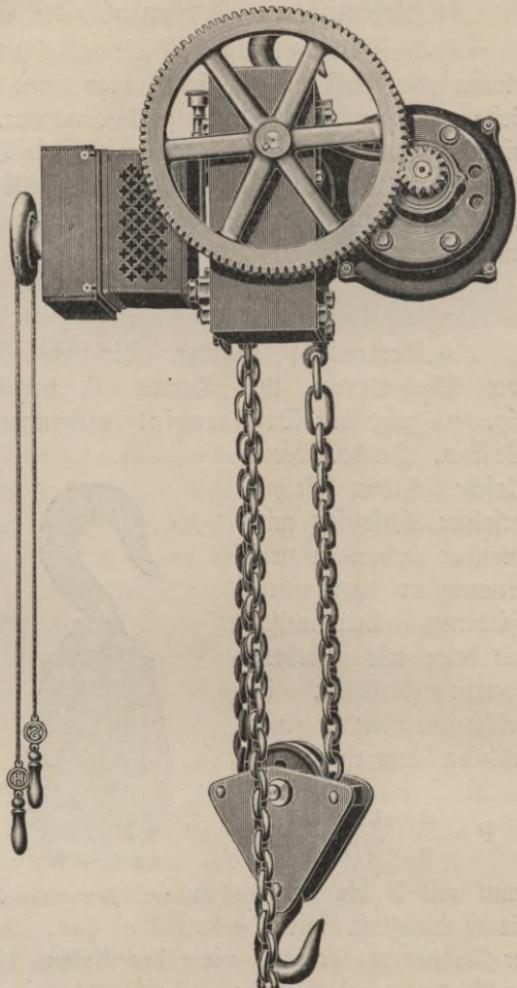


Fig. 106. Flaschenzug mit elektrischem Antrieb.

mit elektrischem Antrieb zeigt Fig. 106; er findet in der Neuzeit vielfach Anwendung.

2. Winden. Man kann die Winden einteilen in Druckwinden, Zugwinden und Krane.

a) Druckwinden, das sind solche, welche die Last durch den Druck der Winde bewegen, wobei der Mensch an Hebeln oder Kurbeln

arbeitet. Hebelwinden finden namentlich als Autoheber Anwendung. Sowohl beim Auf- als beim Niedergang einer Hebelstange wird eine Zahnstange durch Sperrklinken emporgehoben. Die Tragkraft einer solchen Winde beträgt etwa 2 t. — Stellt man die Zahnstange fest und bewegt den Fuß der Winde, so hat man die alte Hebelade, bei der aber meist statt der Sperrklinken verstellbare Bolzen als Drehpunkte des Hebels benutzt werden. Werden Fuß und Zahnstange durch Ketten, und die Sperrklinken durch Haken ersetzt, welche letztere in die Kettenglieder, wie die Sperrklinken in die Zahnstange, eingreifen, so ergibt sich der bekannte „Bindestock“ oder „Waldteufel“, welcher beim Binden mittels Kette oder beim Ausroden der Wurzelstöcke häufig benutzt wird.

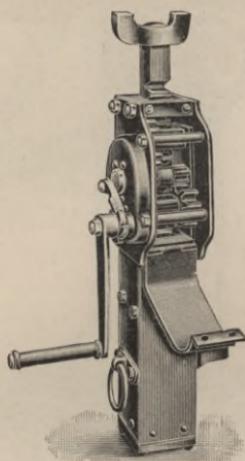


Fig. 107. Winde mit Räderantrieb.

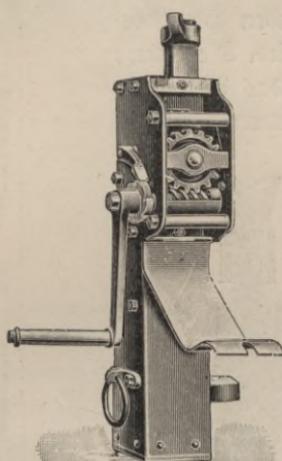


Fig. 107a. Winde mit Schneckenantrieb.

Räderwinden, auch Wagenwinden genannt, sind mit Zahnstangen versehen, welche durch Räder bewegt werden. Die sehr gedrängte vorteilhafte Anordnung derartiger Winden macht sie in der Praxis beliebt, trotzdem die bei ihnen auftretenden Reibungen so groß sind, daß ihr Wirkungsgrad auf etwa 0,5 sinkt. Fig. 107 zeigt eine Wagenwinde mit Räderantrieb, Fig. 107 a eine solche mit Schneckenantrieb.

Schraubenwinden dienen meist zum Heben großer Lasten auf verhältnismäßig geringe Höhen; ihr Wirkungsgrad beträgt im Mittel 0,35. Eine kräftige, flachgängige Schraube findet ihre Mutter in dem Oberteil eines eisernen Gestells. Der Kopf ist so angeordnet, daß er sich nicht mitdreht, wenn die Last gehoben wird. Die in Fig. 108 dargestellte Winde hebt Lasten bis 10 t, die Schrauben-Schlittenwinde nach Fig. 109 solche bis 15 t. Fig. 110 zeigt einen Schraubenwinde-Hebebock. Zwerg-

Schraubenböcke verwendet man vorteilhaft statt der sonst üblichen hölzernen oder eisernen Unterlagen und Keile; ihre Tragkraft beträgt 0,3—2 t. Der Kopf ist beweglich und schmiegt sich jeder Unebenheit des Arbeitsstückes an. Eine Schraubenwinde, die auch zum Ziehen eingerichtet ist, zeigt Fig. 111.

Hydraulische Winden heben Lasten bis zu 200 t; ihr Wirkungsgrad ist im Mittel 0,78. In einem Gehäuse befindet sich die Druckpumpe, welche durch einen seitlich anzubringenden Hebel bewegt wird. Die Pumpe drückt das Wasser in den unteren Teil auf



Fig. 108. Schraubenwinde.

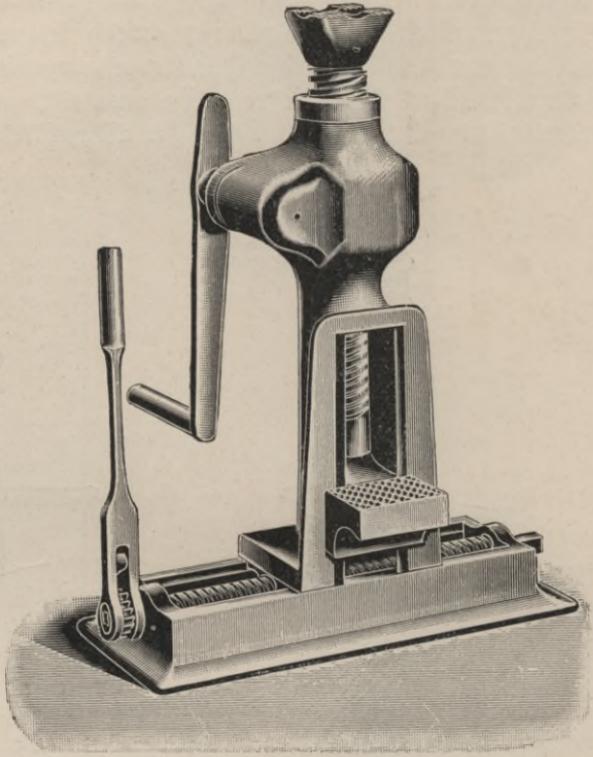


Fig. 109. Schrauben-Schlittenwinde.

den Kolben und bewirkt hierdurch ein Heben des Gehäuses. Leichte hydraulische Winden werden wegen ihres höheren Wirkungsgrades in neuerer Zeit vielfach den Schrauben- oder Wagenwinden vorgezogen.

b) Zugwinden, das sind Winden, bei denen die Last an Seilen oder Ketten hängt. Je nach dem Antrieb können wir unterscheiden: Hand-, Dampf- und elektrische Winden.

Eine Handkabelwinde mit einfacher Zahnradübersetzung ist in Fig. 112 dargestellt; sie dient zum unmittelbaren Heben von Lasten bis

1 t, kann aber durch Einschalten einer losen Rolle mittelbar auch 2 t heben. Bei mehrfacher Übersetzung wächst die Tragkraft bis etwa 20 t. Ihr Wirkungsgrad schwankt zwischen 0,8 und 0,9.

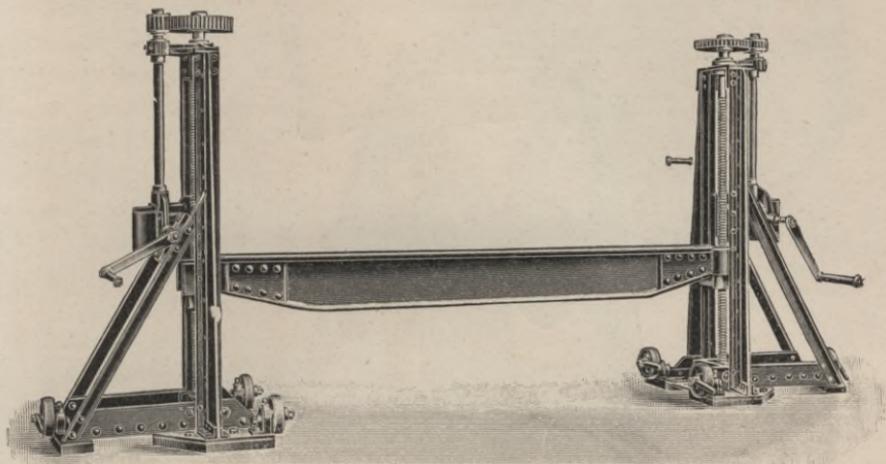


Fig. 110. Schraubenwinde-Hebebock.

Eine Dampfwinde mit Zahnradvorgelege enthält Fig. 113. Die Windetrommel sitzt lose auf der Welle, sie wird von dem durch ein Vorgelege bewegten Zahnrad zum Fördern mitgenommen, sobald durch den seitlich angebrachten oberen Handhebel eine Reibungskuppelung Zahnrad und Trommel miteinander verbindet. Soll die Trommel ruhen, oder soll die Last gesenkt werden, so wird die Reibungskuppelung gelöst und ein die Trommelscheibe umspannendes Bremsband durch den unteren Hebel angezogen. — Eine fahrbare Dampfwinde ist in Fig. 14 dargestellt. Die Winde dient dort zum Heben des Rammbären, kann aber auch zum Heben anderer Lasten benutzt werden. Die mit liegendem Zylinder und mit Zahnradvorgelege versehene Dampfwinde ist mit dem Wagen gestellt fest verbunden, ebenso der stehende Dampfkessel.



Fig. 111. Schraubenwinde für Druck und Zug.

Eine Bauwinde mit elektrischem Antrieb wird in Fig. 114 gezeigt. Ein Elektromotor treibt mittels Riemen die mit einem kleinen

Reibungsrade versehene Vorgelegewelle. Auf der Trommelwelle ist mit der Seiltrommel fest verbunden ein zweites, größeres Reibungsrad, das

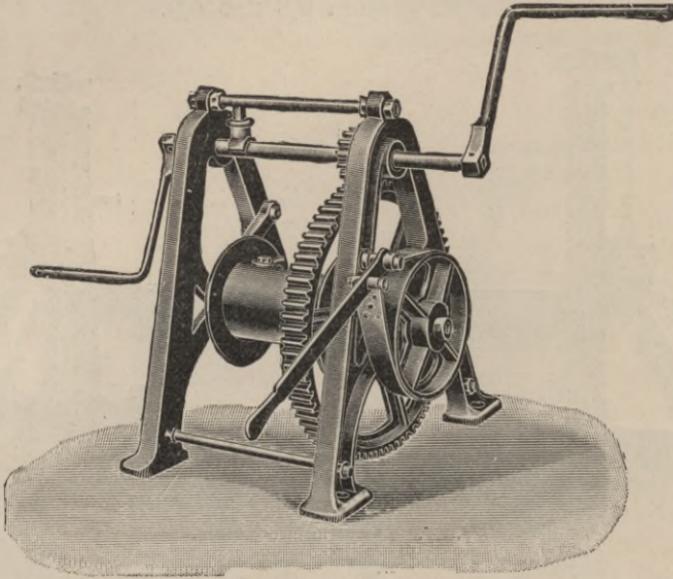


Fig. 112. Handtabellewinde.

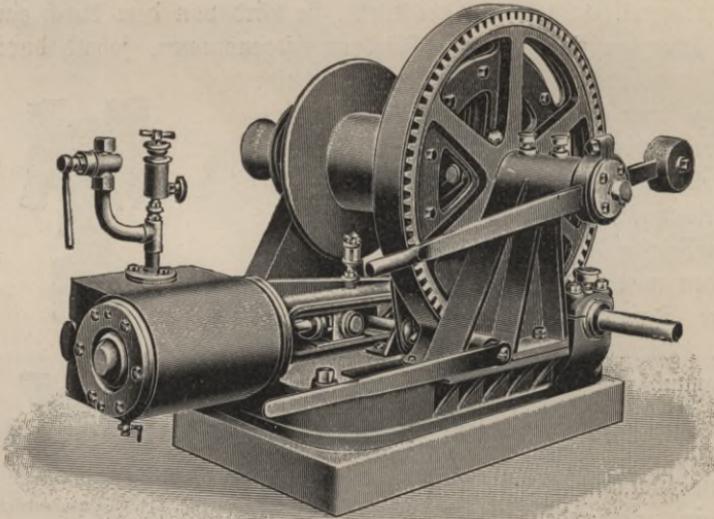


Fig. 113. Dampfwinde.

mittels Hebel gegen das Vorgelegerad gedrückt wird, sobald die Last gehoben werden soll. Durch Umlegen des Hebels wird das große

Reibungsrad gegen einen Bremsbacken gedrückt, so daß die Last still steht oder langsam abgleitet. Durch Bremsen wird die Geschwindigkeit des Abgleitens bei allen Zugwinden geregelt.

3. Krane, das sind Aufzugmaschinen, welche ein Bewegen der Last nicht nur in lotrechter, sondern auch in wagerechter Richtung gestatten.

a) Drehkrane.

Fig. 115 zeigt einen fahrbaren Drehkran für Handbetrieb. Das Heben und Senken der Last erfolgt mittels Drahtseil und Räderwinde, das Drehen des Auslegers geschieht um einen in der Mitte des Wagens angebrachten lotrechten Drehzapfen. Ausleger und Last werden durch

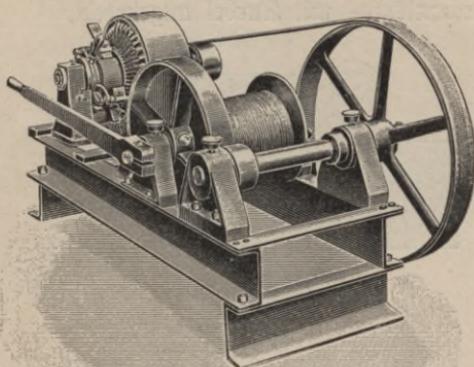


Fig. 114. Bauwinde mit elektrischem Antrieb.

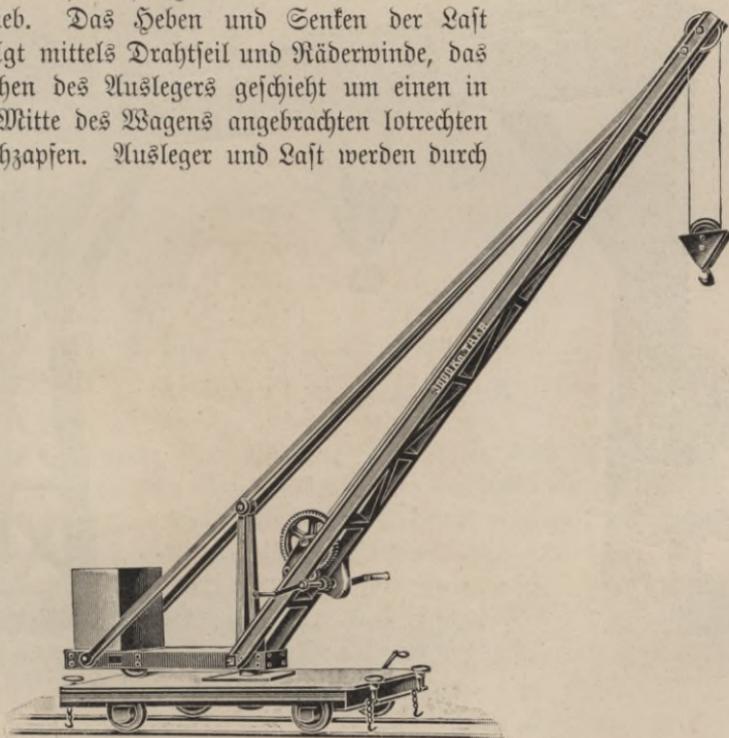


Fig. 115. Drehkran.

ein entsprechendes Gegengewicht im Gleichgewicht gehalten, außerdem wird der Wagen durch vier Zangen mit den Schienen fest verbunden. Zum

Fortbewegen des leeren Kranes auf den Schienen ist ein besonderer Zahnradmechanismus mit Kurbel angebracht.

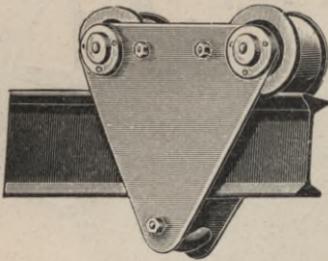


Fig. 116. Laufkaze.

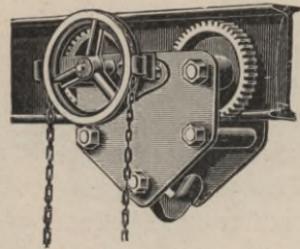


Fig. 117. Laufkaze.

b) Laufkrane. Bei diesen wird die Last durch eine Winde emporgehoben und durch eine „Laufkaze“ seitlich bewegt. Einfache Laufkrane

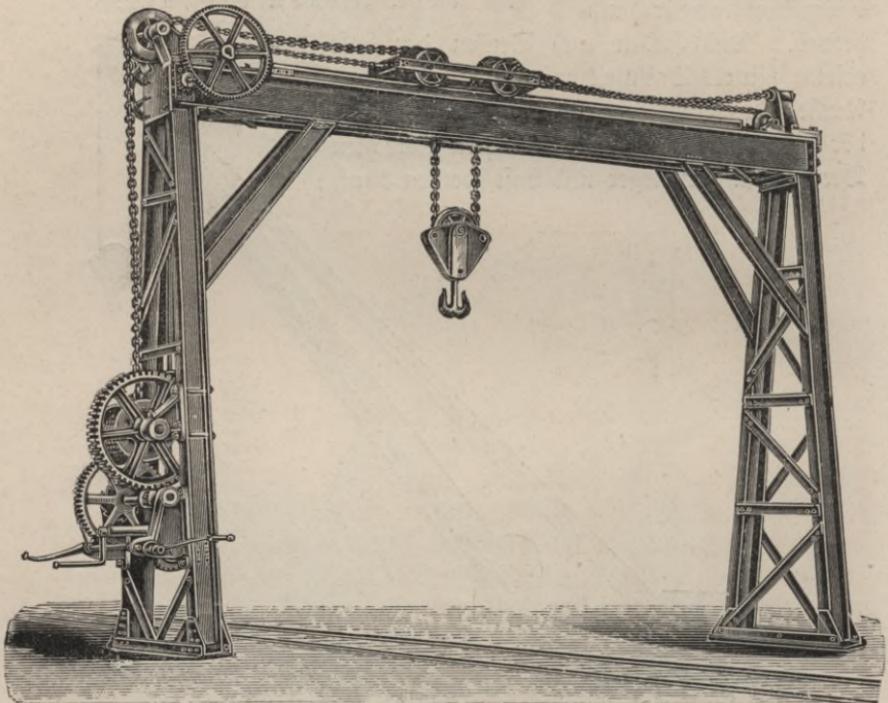


Fig. 118. Bockkran.

zur Aufnahme eines Flaschenzuges sind in den Fig. 116 und 117 dargestellt. Die Fortbewegung der Kaze erfolgt mittels Zahnräder und Handkette. Bei dem in Fig. 118 gezeichneten Bockkran geschieht das

Heben und Senken der Last wie das Fortbewegen der Kasse von der unten angebrachten Winde aus. Mitunter werden solche Bockkrane auch zum Fahren eingerichtet, indem sie an den Füßen Räder erhalten, die auf Schienen laufen. Durch einen fahrbaren Bockkran kann die Last nicht nur auf und ab, nach rechts und links, sondern auch vor- und rückwärts bewegt werden. Auch durch den in Fig. 119 dargestellten Laufkran für Baugerüste ist eine Bewegung nach jeder Richtung hin möglich. Die Bauart ist aus der Figur zu erkennen. Kranwagen und Laufkassette werden durch Drehen an entsprechenden Kurbeln fortbewegt. Häufig erfolgt der Antrieb auch durch Elektromotore.

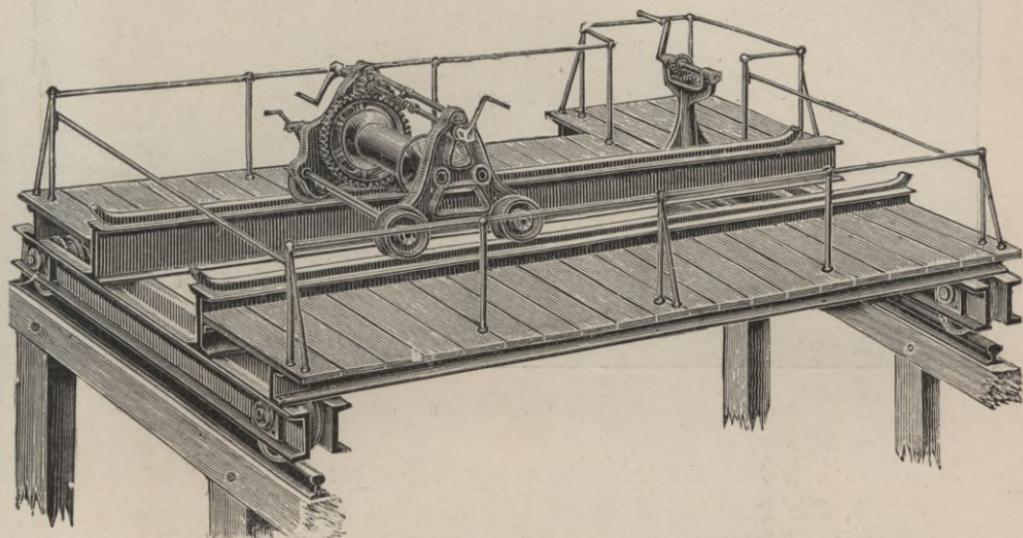


Fig. 119. Laufkran für Baugerüste.

Kabelkrane sind besonders geeignet für den Bau von Kanälen, Brücken, Talsperren, für den Betrieb von Steinbrüchen usw., wenn die Baustellen schwer zugänglich sind oder durch die Transporteinrichtungen möglichst wenig eingeengt werden dürfen. Fig. 120 zeigt einen solchen von der Firma F. Pöhlig, Aktiengesellschaft in Köln-Zollstock, gebauten Kabelkran beim Bau einer Talbrücke in der Eisenbahnstrecke Siegen-Dillenburg. An der Kasse wird die Last mittels eines Seilzuges so aufgehängt, daß sie auf beliebige Tiefe herabgelassen und wieder gehoben werden kann. Das Verfahren der Kasse, sowie das Heben und Senken erfolgt durch Stahldraht-Litzenseile. Alle Bewegungsvorgänge werden von einer einzigen Antriebswinde, die in ein Gerüst eingebaut werden kann, besorgt und auch von diesem Punkte aus von einem Bedienungs-

mann gesteuert. Der Antrieb kann durch jede beliebige zur Verfügung stehende Kraftmaschine erfolgen. Die größte Tragkraft beträgt etwa 20 t, die größte Spannweite 1000 m.

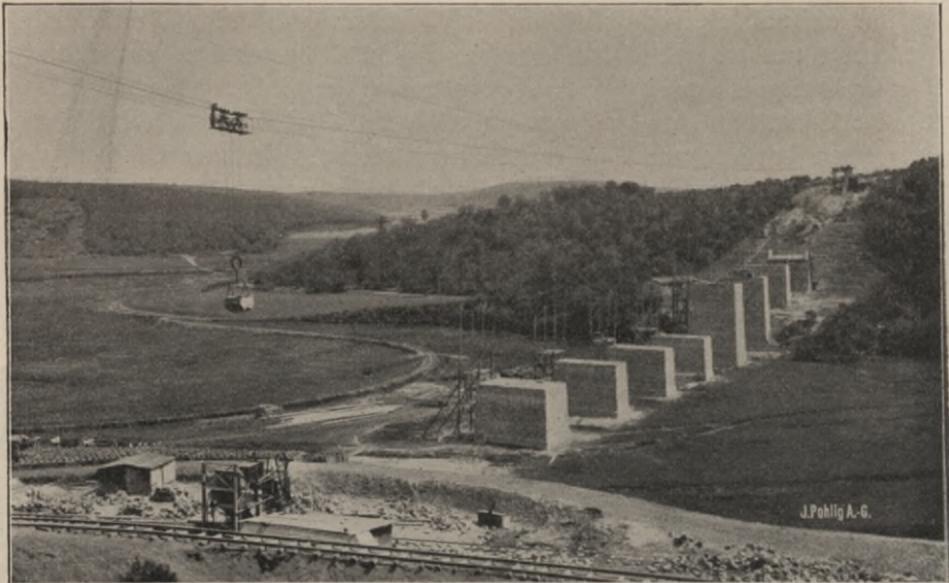


Fig. 120. Kabelkran.

§ 40. Lage, Richtung und Breite der Brücken.

1. Die Lage der Baustelle wird in vielen Fällen durch den überzuführenden Weg gegeben sein. Hat man es in der Hand, so wird man die Baustelle so wählen, daß

- a) genügende Konstruktionshöhe — Höhenunterschied zwischen Hochwasserpiegel und Verkehrsbahn — vorhanden ist,
- b) geeigneter Baugrund sich vorfindet,
- c) die Brücke nicht schief, sondern gerade wird,
- d) die Baustelle in einer regelmäßigen Flußstrecke liegt, die sich auch bei Hochwasser nicht wesentlich verändert, und starke Krümmungen vor oder hinter der Brücke nicht hat.

2. Richtung der Brücke. Um die Brücke rechtwinklig über den Fluß führen zu können, wird man mitunter den Weg oder Fluß verlegen. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß bestehende Wege und Wasserläufe nicht ohne Zustimmung der Interessenten verändert werden dürfen. Einen Wasserlauf wird man nur dann verlegen, wenn derselbe dadurch gerader

wird. Bei einer solchen Verlegung hat man auch den Vorteil, daß der Bau im Trocknen, wenigstens ohne Belästigung durch fließendes Wasser ausgeführt werden kann. Stets muß man aber prüfen, ob durch die Verlegung auch ein wirtschaftlicher Nutzen erreicht wird, ob eine Verbesserung der bestehenden Verhältnisse oder eine Ersparnis der Kosten eintritt.

Die Widerlager und Pfeiler der Brücken sollen parallel zur Stromrichtung (Stromstrich) stehen, weil eine Ablenkung der Strömung Kiesablagerungen unter der Brücke, manchmal auch Auskolkungen bewirkt.

3. Die Breite der Brücke richtet sich im allgemeinen nach der Breite des anschließenden Weges. Bei städtischen Straßenzügen werden fast ausnahmslos die Brückengeländer in die Fluchtlinien der überzuführenden Straßen gestellt; der Brücke wird die volle Straßenbreite gegeben. Auch bei ländlichen Straßen erhält in den meisten Fällen die Brücke die Breite des anschließenden Weges, selten wird sie breiter oder schmaler genommen. Fußwege macht man, wenn sie nicht von der Fahrbahn durch Tragwände getrennt sind, mindestens 1,0 m, sonst 1,5 m breit.

Bei der Feststellung der Breite muß auch das Material für das zu erbauende Brückengeländer bestimmt werden, weil steinerne Geländer eine größere Breite der Brücke erfordern.

§ 41. Größe und Zahl der Brückenöffnungen.

Diese sind abhängig von dem Zweck der Brücke, von den örtlichen Verhältnissen, von dem Material und von den Kosten.

1. Durchfahrtsweiten.

Die Größe der Durchfahrt richtet sich nach der Breite und dem Verkehr des zu überbrückenden Weges. In Städten ist eine Einschränkung der Breite unter der Brücke gegenüber derjenigen der anschließenden Straße nur ausnahmsweise zulässig; die einzuhaltende Höhe wird in der Regel für jeden einzelnen Fall von der Landespolizei besonders vorgeschrieben. In Preußen pflegt 4,4 m entweder über die ganze Breite des Weges oder über einen je nach den Verhältnissen verschieden breiten Teil im Lichten verlangt zu werden. Dies genügt nicht mehr für Straßen, in denen Straßenbahnwagen mit Decksitzen verkehren. Wo es sich um Straßen mit Straßenbahnen handelt, ist ein Maß von 4,5 bis 4,7 m und noch mehr zu empfehlen. Für ländliche Straßen ist eine Höhe von 3,8 m nötigenfalls schon ausreichend.¹⁾ Einen Anhaltspunkt für die Bestimmung der Durchfahrtsgröße gewähren vorhandene Über-

¹⁾ Deutsches Bauhandbuch, Eiserne Brücken.

führungen, für Feldwegüberbrückungen die ortsübliche Weite und Höhe der Scheunentore, weil diese dem dort gebräuchlichen Lademaß entsprechen.

Prof. Landsberg schreibt in seinem „Brückenbau“: Maßgebend sind die Abmessungen der Fuhrwerke, welche auf der Straße verkehren. Gewöhnliche Landfuhrwerke erfordern einschließlich des Spielraums 2,0 m Breite und 2,75 m Höhe; sperrige Fuhrwerke 2,5—3,0 m Breite und bis 5,0 m Höhe. Ausnahmsweise kommen noch höhere Fuhrwerke vor, auf die man aber keine Rücksicht zu nehmen braucht. — Ein Reiter beansprucht 2,0 m Breite und 2,75 m Höhe. — Je nach der Größe des Verkehrs wird die Lichtweite 5,0—6,0 m und mehr, die Höhe gewöhnlich 4,5—5,0 m betragen (Fig. 121).

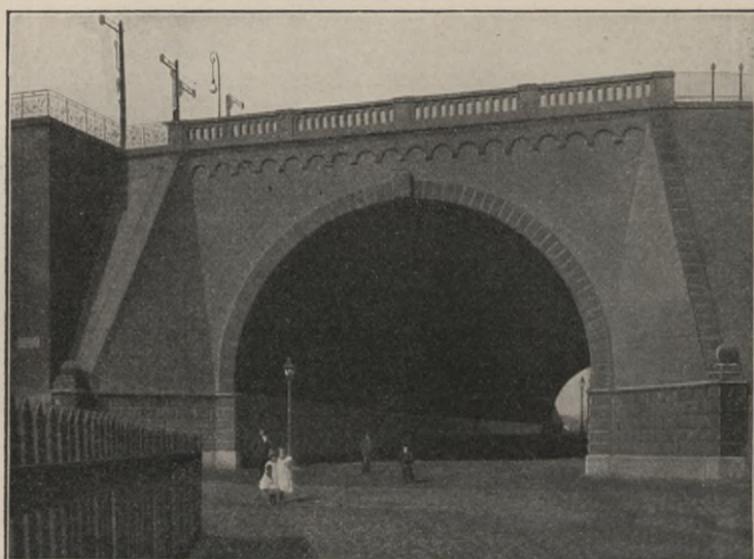


Fig. 121. Straßenunterführung in Essen.

2. Durchlaßweiten.

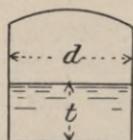
Über die Berechnung der Durchlaßweiten ist in §§ 93 und 123, über Dickerweiten in § 129, Band I näheres angegeben. Diese Angaben beziehen sich jedoch nur auf runde Kanäle aus Beton oder Steinzeug, für eckige Kanäle ist folgendes nachzutragen.

Nach Formel (76) ist $Q = Fv$ und nach Formel (77) ist $v = k\sqrt{R}\sqrt{J}$; setzt man

$$Fk\sqrt{R} = q,$$

so wird

$$Q = q\sqrt{J}. \quad (94)$$



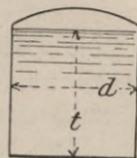
$d = 2t$.
Fig. 122.
Durchlaßquerschnitt.

Nach Formel (78) ist

$$k = \frac{100\sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

Wird für Mauerwerk m zu 0,45 angenommen, so erhält man nachstehende Werte.

Tabelle 8.



$d = t$.
Fig. 123.
Durchlaßquerschnitt.

d in Meter	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
q bei Fig. 122	1,718	3,105	5,029	7,545	10,72	14,60	19,24
q bei Fig. 123	2,610	4,336	8,000	12,31	17,60	26,96	32,33

Beispiel. Es ist das Wassersammelgebiet = 1 qkm und das relative Gefälle $J = 0,01$. Wie groß wird der Durchlaß?

Berechnet man die Abflußmenge = 1 cbm für 1 qkm und 1 Sekunde, so wird $Q = 1$ cbm und nach Formel (94)

$$q = \frac{Q}{\sqrt{J}} = \frac{1}{0,1} = 10.$$

Dem entspricht nach der Tabelle

für den Durchlaß Fig. 122 eine Weite $d = 0,80$ m

" " " Fig. 123 " " $d = 0,70$ "

(\sqrt{J} kann aus Tabelle 53, S. 305, Band I entnommen werden).

Für größere Durchlässe und für andere Füllungsgrade kann die Weite nach den in § 35 und den unter Ziffer 4 des § 41 gegebenen Regeln wie bei einem offenen Wasserlauf oder einer Brücke berechnet werden.

Bei kleineren Wasserläufen, namentlich bei künstlich hergestellten trapezförmigen Grabenzügen (Ent- oder Bewässerungsgräben usw.), deren größte Wassermenge in einem geschlossenen Profil sich bewegt, wird man dem Durchlaß meist eine solche Weite geben, daß kein Stau entsteht. Man wird entweder den Wasserlauf ohne jede Einschränkung lassen, so daß die Durchlaßweite gleich der Breite des höchsten Wasserspiegels ist, oder die Durchlaßweite d nach der Formel

$$d = \frac{F}{\mu h} \quad (95)$$

berechnen. In dieser Formel bedeutet F den Wasserquerschnitt und h die Wassertiefe im Wasserlauf, μ den Kontraktionskoeffizient, der je nach dem Grade der Einschnürung zwischen 0,85—0,95 schwankt.

3. Höhe der Durchflußöffnung bei Brücken.

Die Höhe der Durchflußöffnung ist abhängig von dem Hochwasserstand. Das Tragwerk einer Brücke soll so hoch liegen, daß es von dem Hochwasser und von schwimmenden Körpern möglichst unberührt bleibt. Nach dem Handbuch der Ing.-Wissenschaften (Brückenbau, 1. Abt., II. Aufl., S. 46) muß die Unterkante gerader Tragwerke mindestens 0,1 m über dem Hochwasserspiegel liegen und mindestens 0,75 m über dem Wasserspiegel, bei welchem Eisgänge stattfinden. Prof. Loewe schreibt in seiner Straßenbaukunde: „Man legt die untersten Teile des hölzernen oder eisernen Überbaues, ebenso wie die Kämpfer flacher Gewölbe mindestens 0,5 m über den höchsten Wasserstand, noch höher aber, wenn Eisgang bei hohen Wasserständen erwartet werden kann.“ A. v. Raven schreibt in seinem Werk „Der Wegebau“, S. 448: „Es empfiehlt sich, die Anfänger der Bögen bei massiven Brücken oder die Unterkante der Träger bei eisernen Brücken wenigstens 0,3 m über den angenommenen höchsten Wasserstand zu legen, obgleich dieses bei massiven Brücken nicht durchaus notwendig ist und es in einzelnen Fällen erlaubt sein kann, daß die Öffnungen ganz untergetaucht sind, sofern nur das Material des Gewölbes dies zuläßt, also wasser- und frostbeständig ist.“

Den Hochwasserstand sucht man zunächst zu ermitteln durch Wasserstandsmarken, welche hin und wieder an Bauwerken angebracht sind, durch Pegel usw. Führt dieses nicht zum Ziele, so muß man den Hochwasserspiegel und somit den Hochwasserstand an der neu zu bauenden Brücke durch Rechnung feststellen.

4. Berechnung des Hochwasserspiegels.

Wie der Hochwasserspiegel aus den Hochwassermengen und den Längen- und Querprofilen eines Wasserlaufs gefunden werden kann, zeigen nachstehende Beispiele.

a) Eine regelmäßige Flußstrecke, in der das Spiegelgefälle dem Sohlengefälle parallel ist, hat den in Fig. 126 gezeichneten Querschnitt und ein Gefälle $J = 1 : 900$, die Hochwassermenge beträgt 4 s/cbm. Wie groß wird die Füllhöhe h ?

Nach Formel (76) ist $Q = F v$ und nach Formel (77) ist $v = k \sqrt{R} \sqrt{J}$; setzt man wieder $F k \sqrt{R} = q$, so wird

$$Q = q \sqrt{J}. \quad (96)$$

Nach Formel (80) ist

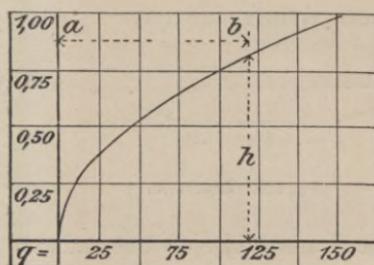
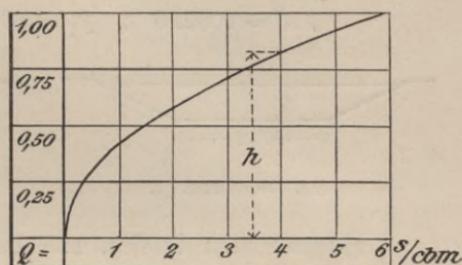
$$k = \frac{87}{1 + \frac{a}{\sqrt{R}}}. \quad (97)$$

Wird a zu 1,30 (Tabelle 5) angenommen, so ergibt sich

$$\begin{array}{cccc} \text{Füllhöhe} = & 0,25 & 0,50 & 0,75 & 1,00 \text{ m} \\ q = & 11,1 & 45,7 & 99,1 & 178,4 \end{array}$$

In Fig. 124 sind nun diese Werte durch Zeichnung dargestellt.

Nach der Formel $q = Q : \sqrt{J}$ wird hier $q = 4 : \frac{1}{30} = 4 \cdot 30 = 120 =$ der Linie a . Der Linie a entspricht aber eine Füllhöhe $h = 0,83$ m.

Fig. 124. q -Kurve.Fig. 125. Q -Kurve.

Die Kurve in Fig. 124 richtet sich nach dem vorhandenen Profil, sie ist unabhängig von dem Gefälle. Bei gegebenem Gefälle kann man auch die Wassermenge Q statt des Koeffizienten q einfügen. Als dann wird

$$\begin{array}{cccc} \text{bei einer Füllhöhe} = & 0,25 & 0,50 & 0,75 & 1,00 \text{ m} \\ \text{die Wassermenge } Q = & 0,37 & 1,52 & 3,30 & 5,95 \text{ s/cbm} \end{array}$$

und nach Fig. 125 für $Q = 4$ s/cbm die Füllhöhe h wieder $= 0,83$ m.

b) Eine unregelmäßige Flußstrecke, in der das Spiegelgefälle dem Sohlengefälle nicht parallel ist, habe die in Fig. 126 und Fig. 127 gezeichneten Querprofile, welche 100 m voneinander entfernt sind, die abzuführende Wassermenge sei 4 s/cbm, die Sohlenordinate betrage bei Fig. 126 $= 80,2$ m, bei Fig. 127 $= 80,1$ m. Wie groß ist das Spiegelgefälle?

Man nimmt zunächst mehrere beliebige Gefälle an und sucht für jedes Gefälle und jedes Profil die entsprechende Füllhöhe h_1 und h_2 aus der Formel $q = Q : \sqrt{J} = 4 : \sqrt{J}$ und nach dem vorhergehenden Beispiel. Als dann wird z. B.:

J	$q = 4 : \sqrt{J}$	Profil Fig. 126		Profil Fig. 127	
		Füllhöhe h_1	Spiegel- Ordinate y_1	Füllhöhe h_2	Spiegel- Ordinate y_2
0,0010	126,4	0,86	81,06	0,82	80,92
0,0015	103,3	0,78	80,98	0,74	80,84
0,0020	89,5	0,71	80,91	0,67	80,77

Weil y_1 die Ordinate des Hochwassers in Fig. 126,
 y_2 " " " " " " " " 127
 und J das Gefälle bedeutet, so ist

$$y_1 = y_2 + 100 J.$$

Hieraus ergibt sich

- für $J = 0,0010$ ein $y_1 = 80,92 + 100 \cdot 0,0010 = 81,02$
- " $J = 0,0015$ " $y_1 = 80,84 + 100 \cdot 0,0015 = 80,99$
- " $J = 0,0020$ " $y_1 = 80,77 + 100 \cdot 0,0020 = 80,97$

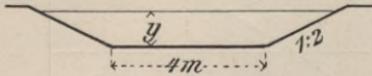


Fig. 126. Quersprofil.

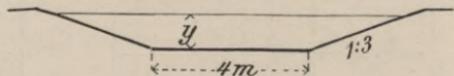


Fig. 127. Quersprofil.

Zeichnet man in Fig. 128 die Gefälle J als Abszissen und trägt an diese die Spiegelordinaten an, so erhält man 2 Kurven AA_1 und BB_1 , welche sich in C schneiden. Der Schnittpunkt C entspricht aber einem Gefälle $J = 0,0014$. Es betragen

	für $J = 0,0010$	$0,0015$	$0,0020$
bei Kurve AA_1 die Ordinate	$= 81,06$	$80,98$	$80,91$
" " BB_1 " " "	$= 81,02$	$80,99$	$80,97$

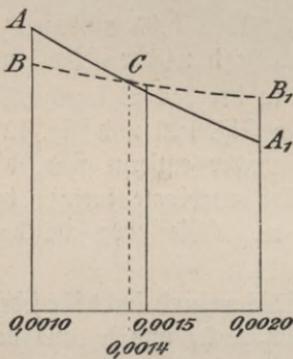


Fig. 128. Gefällkurve.

Das Ergebnis kann man prüfen durch den Nachweis, daß bei dem gefundenen Gefälle und den sich hieraus ergebenden Füllhöhen 4 s/cbm Wasser abgeführt werden. Die Ordinate des Hochwassers im Profil findet man durch Interpolation. Es ist $81,02 - 80,99 = 0,03$ und die Ordinate $80,99 + \frac{1}{5} \cdot 0,03 = 80,996$.

5. Abflußmenge.

Die Abflußmenge ist abhängig von der Größe, Lage und Beschaffenheit des Sammelgebiets und von den klimatischen Verhältnissen desselben, d. h. von der Schnee- und Regenmenge, die darauf fällt, sowie von den Temperatur-, Wind- und Verdunstungszuständen. Im allgemeinen wird von einem großen Wassersammelgebiet verhältnismäßig weniger Wasser abfließen als von einem kleinen, was auch nachstehende Angaben über die abzuführenden Wassermengen erkennen lassen. Über kleine Sammelgebiete, von 1—10 qm Ausdehnung, schreibt Prof. Laible

im Handbuch der Ing.-Wissenschaften (Straßenbau, I. Band, Kap. VIII):
 „Es können etwa folgende Wassermengen für die Sekunde und das
 Quadratkilometer des Gebiets in Rechnung genommen werden:

Gebiete von 1—5 qkm Ausdehnung:

Flachland	0,5 s/cbm
Hügelland	1,5 „
Gebirge	2,0 „

Gebiete von 5—10 qkm Ausdehnung:

Flachland	0,3 s/cbm
Hügelland	1,0 „
Gebirge	1,5 „

„Große Genauigkeit beanspruchen diese Zahlen keineswegs, es hängt
 sehr viel von der Form des Gebiets ab, ob es langgestreckt oder kesselförmig, ob
 es bewaldet oder kahl ist; die Zahlen sind absichtlich höher gegriffen, als
 dies gewöhnlich geschieht, um Sicherheit zu haben, daß bei außergewöhn-
 lichen Fällen die Bauwerke das Wasser vollständig abführen können.“

Röstklin gibt für größere Gebiete folgende zum Abfluß kommende
 Wassermengen an:

für Sammelgebiete bis zu 3,75 km Länge =	0,8 s/cbm
„ „ von 3,75 bis 7,5 „ „ =	0,6 bis 0,4 s/cbm
„ „ „ 7,5 „ 11,25 „ „ =	0,3 s/cbm
„ „ „ 11,25 „ 15,0 „ „ =	0,2 „
„ „ von mehr als 15,0 „ „ =	0,1 „

Er bemerkt dazu: „Auf noch größere Gebiete, als von 3 Meilen
 größtem Durchmesser, ist das Verfahren überhaupt nicht mehr gut an-
 wendbar. Die 3 Meilen langen Bäche gehören ja überhaupt schon zu
 den größeren, für deren Wassermenge-Bemessung andere Anhaltspunkte
 zur Verfügung stehen.“

Sorgfältige Untersuchungen über die Bestimmung der Hochwasser-
 mengen aus dem Einzugsgebiet hat Lauterburg¹⁾ ausgeführt und
 Formeln von der Form $Q = a b c F$ hierfür aufgestellt. In diesen
 Formeln bedeutet a einen von der Größe, b einen von der Beschaffenheit
 des Sammelgebiets abhängigen Koeffizient, c die beobachtete Regenmenge
 und F die Größe des Sammelgebiets.

Nur bei der Größenbemessung besonders wichtiger oder ganz ein-
 facher Bauwerke wird man die besonders hoch gegriffenen Abflußmengen
 der größeren Sicherheit wegen zur Anwendung bringen, bei den übrigen

¹⁾ Lauterburg, Abflußmengen, Allgemeine Bauzeitung 1887.

Bauwerken wird man aus wirtschaftlichen Gründen oft geringere Abflusssmengen der Berechnung zugrunde legen.

6. Breite der Brückenöffnung.

Man kann die Breite der Brückenöffnung bestimmen durch Vergleich mit bestehenden Brücken oder durch Berechnung aus der abzuführenden Wassermenge, dem Hochwasserstand und der Durchflußgeschwindigkeit. Bei der Berechnung sind zwei Fälle zu unterscheiden, entweder darf die Brücke einen gewissen Stau hervorbringen, oder das Wasser muß ohne Stau zum Abfluß gelangen. Im ersten Fall wird die Brücke wie ein Stauwerk, im zweiten Fall nach den im § 41 unter Ziffer 2 und 4 gegebenen Regeln berechnet.

a) Vergleich mit bestehenden Brücken.

Werden z. B. vier oberhalb und unterhalb des Neubaus belegene Brücken zum Vergleiche herangezogen, und es beträgt bei

Brücke I	die Durchflußöffnung	F_1	qm	und das	Sammelgebiet	S_1	qkm
" II	"	"	"	"	"	"	"
" III	"	"	"	"	"	"	"
" IV	"	"	"	"	"	"	"

so ist die Durchflußöffnung für 1 qm Sammelgebiet im Mittel

$$f = \frac{1}{4} \left(\frac{F_1}{S_1} + \frac{F_2}{S_2} + \frac{F_3}{S_3} + \frac{F_4}{S_4} \right). \quad (98)$$

Hat die neue Brücke ein Sammelgebiet von S qkm, so wird deren Durchflußöffnung $F = f S$ und bei h m Wassertiefe die Weite der Durchflußöffnung

$$b = \frac{f S}{h}. \quad (99)$$

b) Berechnung der Durchflußbreite.

Darf die Brücke einen Stau hervorbringen, so kann man die Breite der Durchflußöffnung auch nach einer Stauformel ermitteln. Die Stauhöhe ergibt sich aus der allgemeinen Stauformel:

$$z = \frac{v^2 - c^2}{2g}, \quad (100)$$

wenn c die verlangsamte Geschwindigkeit beim Einlauf und v die Geschwindigkeit in der Brückenöffnung bedeutet.

Bezeichnet Q die Wassermenge in s/cbm, F_1 den Querschnitt des gestauten Wassers und F_2 den Wasserquerschnitt in der Brückenöffnung, beide in qm, so ist

$$\begin{aligned}
 v &= \frac{Q}{F_2} \text{ und } c = \frac{Q}{F_1}, \\
 z &= \frac{1}{2g} \left(\frac{Q^2}{F_2^2} - \frac{Q^2}{F_1^2} \right), \\
 z &= \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{F_2^2} - \frac{1}{F_1^2} \right). \tag{101}
 \end{aligned}$$

Bezeichnet ferner

F den Querschnitt des ungestauten Wassers,

B die Spiegelbreite " " "

h die Tiefe " " "

μ den Einschnürungskoeffizient,

b die Breite der Durchflußöffnung,

so ist

$$F_1 = F + z B$$

und nach Formel (95)

$$F_2 = \mu b h,$$

demnach ist

$$z = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu b h)^2} - \frac{1}{(F + z B)^2} \right]. \tag{102}$$

Durch Umformung der Gleichung erhält man

$$b = \frac{Q}{\mu h \sqrt{2g z + \left(\frac{Q}{F + z B} \right)^2}}. \tag{103}$$

Weil in Formel (103) die Größe z auch innerhalb des Klammerausdrucks auftritt, so wird man diese Gleichung am einfachsten dadurch lösen, daß man den Näherungswert

$$z_1 = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{(\mu b h)^2} - \frac{1}{F^2} \right] \tag{104}$$

in die Klammer der Formel (103) einsetzt, wodurch man eine für alle Zwecke ausreichende Genauigkeit erhält.¹⁾

¹⁾ Die Breite der Durchflußöffnung wird mitunter auch nach folgenden Formeln berechnet oder geprüft:

$$Q = \mu b \left(h + \frac{2}{3} z \right) v, \tag{104 a}$$

$$z = \frac{3}{4g} \cdot \left[v^2 - \left(\frac{Q}{F} \right)^2 \right]. \tag{104 b}$$

(Die Formeln 104 a und 104 b sind in der Deutschen Bauzeitung 1897, S. 599 angegeben.)

$$z = \frac{Q^2}{2g} \left[\frac{1}{[\mu b (h + z)]^2} - \frac{1}{(F + z B)^2} \right]. \tag{104 c}$$

Beispiel. Welchen Stau und welche Durchflußgeschwindigkeit erzeugt die in Fig. 129 gezeichnete Brücke, wenn $Q = 2,80$ cbm, $\mu = 0,9$ und die Tiefe des ungestauten Wassers $h = 0,65$ m ist?

Es ist

$$F = (0,50 + 3 \cdot 0,65) \cdot 0,65 = 1,59 \text{ qm,}$$

$$F_2 = \mu b h = 0,90 \cdot 2,0 \cdot 0,65 = 1,17 \text{ qm,}$$

$$z_1 = \frac{2,80^2}{2 \cdot 9,81} \left(\frac{1}{1,17^2} - \frac{1}{1,59^2} \right) = 0,13 \text{ m,}$$

$$z = \frac{2,80^2}{2 \cdot 9,81} \left[\frac{1}{1,17^2} - \frac{1}{(1,59 + 0,13 \cdot 4,4)^2} \right] = 0,21 \text{ m.}$$

Die Geschwindigkeit in der Brückenöffnung ist

$$v = \frac{Q}{F_2} = \frac{Q}{\mu b h}$$

$$v = \frac{2,80}{0,90 \cdot 2,0 \cdot 0,65} = 2,39 \text{ m.}$$

Beispiel. Der in Fig. 129 gezeichnete Wasserlauf führt bei Hochwasser 2,80 cbm bei einer Wassertiefe von 0,65 m. Es soll eine Brücke gebaut werden, welche das Wasser 0,21 m hoch anstauen darf. Welche Weite b erhält die Brücke?

$$b = \frac{2,80}{0,90 \cdot 0,65 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,21 + \left(\frac{2,80}{1,59 + 0,21 \cdot 4,4} \right)^2}} = 2,0 \text{ m.}$$

Beispiel. Welche Weite muß die vorberechnete Brücke erhalten, wenn kein Stau eintreten soll?

Nach Formel (95) ist

$$b = \frac{1,59}{0,9 \cdot 0,65} = 2,72 \text{ m.}$$

Wenn das Durchflußprofil sich aus verschiedenen Teilen von ungleicher Wassertiefe zusammensetzt, kann man die vorstehenden

Formeln nicht ohne weiteres anwenden. Es empfiehlt sich alsdann, die Stauhöhe z einzuschätzen und nunmehr die Wassermengen für die einzelnen Profil-

(Formel 104c ist im Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst, S. 126 enthalten.)

Aus den Formeln $z = \frac{v^2 - c^2}{2g}$; $c = \frac{Q}{F_1}$; $F_1 = F + zB$ läßt sich ableiten

$$v = \sqrt{2gz + \left(\frac{Q}{F + zB} \right)^2}. \quad (104d)$$

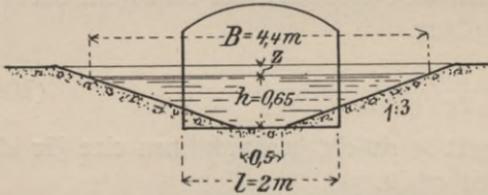


Fig. 129. Durchflußöffnung.

teile besonders zu berechnen. Je nachdem die ganze Wassermenge Q zu groß oder zu klein ausfällt, wird man alsdann die Stauhöhe z kleiner oder größer annehmen. Der Stau darf nicht so groß werden, daß er oberhalb der Brücke Schaden anrichtet oder in der Durchflußöffnung der Brücke dem Wasser eine solche Geschwindigkeit verleiht, daß es die Sohle angreift. Die zulässigen Geschwindigkeiten sind in Tabelle 7 angegeben; wird dieses Maß überschritten, so muß die Brückensohle befestigt werden.

Der Kontraktionskoeffizient μ ist abhängig von der Form und Größe der eingetauchten Fläche namentlich von der Form der Vorköpfe. Nach dem Handbuch der Baukunde ist zu setzen:

$\mu = 0,95$ bei Pfeilern mit sehr spigen Vorköpfen,

$\mu = 0,90$ bei Pfeilern mit halbkreisförmigen oder gleichseitig dreieckigen Vorköpfen,

$\mu = 0,85$ bei flach abgeschnittenen Pfeilern (ohne Vorköpfe) und unter Voraussetzung ziemlich großer Bogen,

$\mu = 0,70$ für kleine Bogen, deren Anfänge ins Wasser tauchen.

Besser sind die folgenden Werte, bei welchen auch die Breite b der Brückenöffnung beachtet wird.

Für spitzwinklige Pfeilerköpfe:

$$\mu = 0,85 + 0,014 \sqrt{b}, \quad (105)$$

für stumpfwinklige und halbkreisförmige Köpfe:

$$\mu = 0,78 + 0,021 \sqrt{b}, \quad (106)$$

für rechtwinklige Pfeilerköpfe:

$$\mu = 0,70 + 0,029 \sqrt{b}. \quad (107)$$

7. Zahl der Brückenöffnungen.

Ist die Gesamtdurchflußbreite einer Brücke bestimmt, so bleibt noch die Zahl und Weite der Einzelöffnungen zu ermitteln. Hierbei sind oft die örtlichen Verhältnisse maßgebend. Im allgemeinen richtet sich die Zahl und Größe der Öffnungen nach dem Baustoff, nach der verfügbaren Bauhöhe und nach den Kosten, besonders aber nach der Beschaffenheit des zu überbrückenden Wasserlaufs. Bei sehr großen Spannweiten und sehr geringen Bauhöhen kann man nur Eisen verwenden. Die Kosten werden am geringsten, wenn die Kosten eines Pfeilers gleich werden den Kosten des Überbaues einer Öffnung. Vor allem soll die Brücke den Abfluß des Wassers möglichst wenig behindern; sie darf daher das Flußbett durch ihre Pfeiler nicht sonderlich einengen. Man wählt statt zwei Öffnungen lieber eine oder drei, weil bei zweien der Strompfeiler mitten

in den Wasserlauf zu stehen kommt. Die Mittelöffnung gestaltet man in der Regel größer, um den Wasserabfluß zu erleichtern und der Brücke eine schönere Form zu geben. Wie sich die Anzahl und Größe der Brückenöffnung den örtlichen Verhältnissen und der Architektur der Brücke anzupassen hat, ist in § 38 angegeben.

II. Die Straßenbrücken.

A. Allgemeines über Straßenbrücken.

§ 42. Unterlagen für die statische Berechnung.

Die Brücke wird angegriffen durch ihre Belastung (Eigengewicht, Verkehr, Winddruck) und durch die Reibung zwischen Träger und Auflage, welche bei einer durch Temperaturschwankungen hervorgerufenen Längenänderung der Träger eintritt. Verkehrsstöße, seitliche Verschiebungen durch den Verkehr, Winddruck und Reibung können bei kleineren und mittleren Brücken, wie sie nachstehend besprochen werden, unbeachtet bleiben.

1. Belastung.

Die in Rechnung zu stellende Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewichte der Brücke und der Verkehrslast. Das Eigengewicht kann nach den in den §§ 34 u. 37 Band I gegebenen Tabellen ermittelt werden.

Über die Verkehrslast der Straßenbrücken gibt es leider in Preußen zurzeit keine einheitlichen Bestimmungen. Allgemein wird als Verkehrslast ein bespannter oder unbespannter Lastwagen oder eine Dampfwalze mit oder ohne Menschengedränge auf dem übrigen Teil der Brücke angenommen oder Menschengedränge sowohl auf der Fahrbahn als auch auf den Gehwegen. — Bei Brücken bis 20 m Spannweite ergeben Einzellasten meist ungünstigere Beanspruchungen als Menschengedränge. Nachstehende Verkehrslasten sind amtlich vorgeschrieben:¹⁾

a) Für die Straßenbrücken der bayerischen Staatsbahnen.

1. Klasse I. Staats- und Distriktsstraßen eine Dampfwalze (Fig. 130) mit $a = 3,0$ m, $b = 0,75$ m, $c = 1,75$ m, $m = 1,34$ m, $n = 0,45$ m, $s = 2,1$ m, $P_2 = 8$ t und $P_3 = 2 \cdot 6 = 12$ t; ferner neben der Dampfwalze Menschenbelastung mit 360 kg/qm.
2. Klasse II. Gemeindewege und Ortsstraßen auf dem Lande ein Lastwagen ohne Bespannung (Fig. 131) mit $a = 3,0$ m, $i = 1,50$ m, $m = 2,4$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 2 = 4$ t; ferner neben dem Wagen Menschenbelastung mit 360 kg/qm.

¹⁾ Nach Bernhard, Eisernen Brücken (Deutsches Bauhandbuch S. 68).

3. Klasse III. Feldwegen ein unbespannter Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 2,5$ m, $i = 1,25$ m, $m = 2,2$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 1 = 2$ t; ferner neben dem Wagen Menschenbelastung mit 360 kg/qm.

b) Für die Straßenbrücken der sächsischen Staatseisenbahn.

1. Straßen mit starkem Verkehr ein Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 3,5$ m, $b = 4$ m, $c = 3$ m, $d = 1,3$ m, $i = 2,0$ m, $m = 2,2$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 3 = 6$ t, $P = 1,5$ t.
2. Straßen mit mittlerem Verkehr ein Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 2,6$ m, $b = 2,6$ m, $c = 3$ m, $d = 1,3$ m, $i = 1,0$ m, $m = 2,2$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 1,5 = 3$ t, $P = 1,5$ t.
3. Straßen mit schwachem Verkehr ein Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 2,6$ m, $b = 2,6$ m, $c = 0$ m, $d = 1,3$ m, $i = 1,0$ m, $m = 2,2$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 0,75 = 1,5$ t, $P = 1,5$ t.

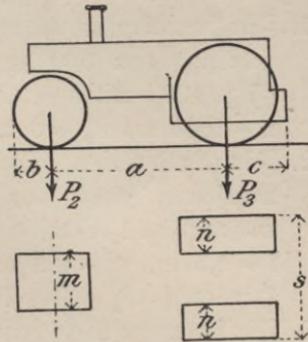


Fig. 130. Dampfwalze.

Wo stärkere Belastungen durch Dampfwalzen usw. zu erwarten sind, sind diese der Berechnung zugrunde zu legen.

c) Für die Straßenbrücken der badischen Staatseisenbahnen.

1. Städtische Straßen mit starkem Verkehr eine gleichmäßig verteilte Last von 450 kg/qm oder ein unbespannter Lastwagen (Fig. 131) mit

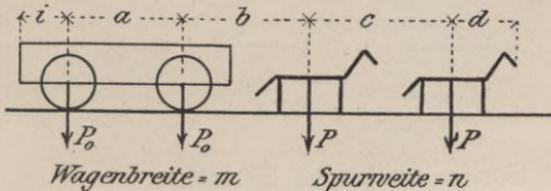


Fig. 131. Lastwagen.

- $a = 4,0$ m, $i = 2,0$ m, $m = 2,5$ m, $n = 1,5$ m, $P_0 = 2 \cdot 5 = 10$ t, $P = 0,7$ oder eine Dampfwalze (Fig. 130) mit $a = 2,75$ m, $m = 1,06$ m, $n = 0,55$ m, $s = 2,1$ m, $P_2 = 10$ t, $P_3 = 2 \cdot 6,5 = 13$ t.
2. Für alle übrigen öffentlichen Brücken eine gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/qm oder ein vierrädriger Lastwagen von 12 t Gewicht (Fig. 131) und $a = 3,0$ m, $b = 3,5$ m, $c = 3,2$ m, $d = 1,3$ m, $i = 1,5$ m, $m = 2,5$ m, $n = 1,4$ m, $P_0 = 2 \cdot 3 = 6$ t, $P = 0,7$ t oder eine Dampfwalze (Fig. 136) mit $a = 3,0$ m, $m = 1,0$ m, $n = 0,5$ m, $s = 2,0$ m, $P_2 = 7,5$ t, $P_3 = 2 \cdot 5 = 10$ t.

3. Für Nebenwege, soweit sie nicht unter 1 und 2 fallen, eine gleichmäßig verteilte Last von 350 kg/qm oder ein vierrädriger Lastwagen (Fig. 131) von 6 t Gewicht und $a = 2,4$ m, $i = 1,1$ m, $m = 2,3$ m, $n = 1,3$ m, $P_0 = 2 \cdot 1,5 = 3$ t.
- d) Für Straßenbrücken der württembergischen Staatsbahnen.
1. Für Hauptstraßen, die mit der Dampfwalze gewalzt werden, Menschengedränge von 500 kg/qm, dazu eine 16 t schwere Dampfwalze (Fig. 130) mit $a = 3,5$ m, $b = 0,6$ m, $c = 1,4$ m, $m = 1,4$ m, $n = 0,44$ m, $P_2 = 6$ t, $P_3 = 2 \cdot 5 = 10$ t.
 2. Für Landstraßen (Staatsstraßen und wichtige Gemeindefstraßen) Menschengedränge von 460 kg/qm, dazu 12 t schwerer Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 3,0$ m, $b = 3,5$ m, $c = 3,0$ m, $d = 1,3$ m, $i = 1,5$ m, $m = 2,2$ m, $n = 1,4$ m, P_0 für Vorderachse 5 t, für Hinterachse $P_1 = 7$ t, $P = 0,8$ t.
 3. Für Feldwege Menschengedränge von 350 kg/qm, dazu 6 t schwerer Lastwagen (Fig. 131) mit $a = 2,4$ m, $b = 3,1$ m, $c = 0$, $d = 1,3$ m, $i = 1,1$ m, $m = 2,0$ m, $n = 1,4$ m, $P_0 = 2 \cdot 1,5 = 3$ t, $P = 0,8$ t.

Alle Belastungsangaben beziehen sich auf Brücken bis zu 20 m Spannweite.

Bei gewölbten Brücken kann statt der aus Fahrzeugen und Menschengedränge zusammengesetzten Belastung eine über die Brücke gleichmäßig verteilte Belastung angenommen werden, die nach Prof. Winkler bei einer Stützweite l beträgt:

$$\text{für leichte Wagen } p = \frac{1,7}{l} + 0,37 \text{ t/qm} \quad (108)$$

$$\text{„ mittlere „ } p = \frac{2,6}{l} + 0,34 \text{ „} \quad (109)$$

$$\text{„ schwere „ } p = \frac{8,4}{l} + 0,28 \text{ „} \quad (110)$$

2. Aus den Vorschriften für die Berechnung der Straßenbrücken mit eisernem Überbau des Eisenbahn-Direktionsbezirks „Berlin“.

(Genehmigt durch Ministerial-Erlaß I D 2947 vom 29. April 1899).

I. Zulässige Beanspruchungen.

Die Hauptträger kleiner vollwandiger Brücken bis zu 10 m Spannweite, sowie die Quer- und Längsträger können

- a) bei gewöhnlicher Verkehrslast
mit 800 kg/qcm für Flußeisen,
„ 750 „ „ „ Schweißeisen,
- b) bei außergewöhnlicher Verkehrslast
mit 1100 kg/qcm für Flußeisen,

mit 1000 kg/qcm für Schweißeißen beansprucht werden.

Für die Hauptträger größerer Brücken werden, bei Anwendung von Flußeisen, nachfolgende Beanspruchungen zugelassen:

a) bei gewöhnlicher Verkehrslast

Stützweite über	10	20	40	80 m,
ohne Rücksicht auf Winddruck	900	950	1000	1050 kg/qcm,
mit " " "	1100 bis 1400			"

b) bei außergewöhnlicher Verkehrslast

wird eine um 200 kg/qcm erhöhte Spannung zugelassen.

Bei Anwendung von Schweißeißen sind alle Werte um 10 v. H. zu ermäßigen.

II. Verkehrslast.

Als gewöhnliche Verkehrslast sind Wagen mit nachstehenden Radständen und Achsdrücken, umgeben von 400 kg/qm Menschengedränge anzusehen, beziehungsweise ist ausschließlich Menschengedränge anzunehmen, soweit durch die letztgenannte Annahme größere Spannungen in den Konstruktionsgliedern hervorgerufen werden.

Lastwagen nach Fig. 131 mit $a = 3,5$ m, $b = 4,0$ m, $c = 3,0$ m, $d = 1,3$ m, $i = 2,0$ m, $m = 2,3$ m, $n = 1,5$ m, $P_0 = 2 \cdot 2,5 = 5$ t, $P = 0,8$ t.

Als außergewöhnliche Verkehrslast sind 20 t Wagen, umgeben von Menschengedränge 400 kg/qm oder eine Straßenwalze der Stadt Berlin mit nachstehenden Radständen und Achsdrücken anzunehmen.

Lastwagen nach Fig. 131 mit denselben Abmessungen wie vorhin, aber mit $P_0 = 2 \cdot 5,0 = 10$ t.

Dampfwalze Fig. 130 mit $a = 2,75$ m, $m = 1,0$ m, $n = 0,5$ m, $P_2 = 10$ t, $P_3 = 2 \cdot 6,5 = 13$ t.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflaster 10 v. H. zu obigen Belastungen zuzuschlagen, während bei Holzpflaster oder Asphalt kein Zuschlag eintritt.

Bei der Aufstellung statischer Berechnungen für neu zu erbauende Straßenbrücken ist als gewöhnliche Verkehrslast statt des 10 t-Wagens ein 20 t-Wagen anzunehmen, während als außergewöhnliche Belastung stets die Straßenwalze zu nehmen ist. (Bei bestehenden Brücken wird die Rechnung für gewöhnliche und außergewöhnliche Belastung durchgeführt.)

III. Eigengewicht.

Bei der Feststellung des Eigengewichts ist ein Zuschlag für Schneelast von 75 kg/qm mit in Rechnung zu setzen.

3. Zulässige Materialspannungen.

Über diese ist in § 38, Band I, Näheres angegeben. Hier soll eine Tabelle aus Osthoff-Scheel, Kostenberechnungen für Ingenieurbauten (6. Auflage, S. 166) nachgetragen werden.

Tabelle 9.

Nr.	Material	Beanspruchung auf 1 qcm in kg					
		Zug		Druck		Schub	
		Bruchgrenze	Zulässige Spannung	Bruchgrenze	Zulässige Spannung	Bruchgrenze	Zulässige Spannung
1	Schweißeisen	3300 4000	750 (1000)	3300 4000	750 (1000)	3300 4000	600 (750)
2	Flußeisen	3400 4400	875 (1000)	3400 4400	875 (1000)	3400 4400	(750)
3	Gusseisen	1200 2400	250	7000 8500	500	—	—
4	Buche	1340	100	670	80	85	20
5	Eiche	965	100	600	80	75	20
6	Kiefer	790	60	470	60	45	10
7	Fichte	750	—	245	—	40	10
8	Granit, Diorit, Syenit . .	—	—	300 2000	45	—	—
9	Kalkstein	—	—	400 2000	25	—	—
10	Kunstsandstein	—	—	450	45	—	—
11	Zementbeton	—	—	80 250	20 35	—	—
12	Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	—	—	—	5	—	—
13	Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	—	—	—	7	—	—
14	Desgl. in Zementmörtel . .	—	—	—	11 12	—	—
15	Klinkermauerwerk in Zementmörtel	—	—	—	14 20	—	—
16	Baugrund	—	—	—	2 5	—	—

Die () eingeklammerten Zahlen gelten für stoßsichere Bauteile. Die zulässigen Spannungen sind die der Berliner Baupolizei bzw. der Bauabteilung des Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten.

4. Verteilung des Raddruckes durch die Schotterdecke (Fig. 132).

Bezeichnet b die Felgenbreite und h die Dicke der Schotterdecke, so verteilt sich der Druck auf eine Fläche von der Breite x nach Baurat Lechow (Bossen, Gesetz der Vorausleistungen zum Wegebau, S. 82):

$$x = b + 1,4 h, \quad (111)$$

nach Prof. Winkler (Handbuch der Ing.-Wissenschaften, Brückenbau, II. Band, II. Abt. S. 179):

$$x = b + 1,5 h, \quad (112)$$

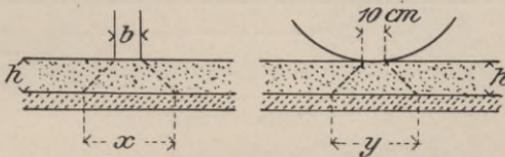


Fig. 132. Verteilung des Raddruckes.

nach Prof. Foerster (Deutscher Betonkalender 1912, S. 225) und Kersten (Brücken in Eisenbeton):

$$x = b + 2 h \quad (113)$$

und die Länge dieser Fläche

$$y = 10 + 2 h. \quad (114)$$

Der Druck eines 12 cm breiten Rades würde sich demnach durch eine 15 cm starke Schotterdecke verteilen auf eine $(12 + 2 \cdot 15) \cdot (10 + 2 \cdot 15) = 1680$ qcm große Fläche.

5. Ungünstigste Laststellungen für den Träger auf zwei Stützen.

Um das größte Biegemoment zu finden, wird man nach Möglichkeit die größten Lasten in die Nähe der Trägermitte bringen, der gefährliche Querschnitt wird stets unter einer der Einzellasten — der maßgebenden Last — liegen. Die Lasten sind so zu verschieben, daß die Mittelkraft R sämtlicher Einzellasten und die maßgebende Einzellast P_0 (Fig. 133) von der Trägermitte gleichweit entfernt sind, daß also

$$x = \frac{y}{2} \quad (115)$$

ist. Bezeichnet (Fig. 127)

x die Entfernung der maßgebenden Last von der Trägermitte in m,

l die Stützweite des Trägers in m,

p die Eigenlast auf 1 m Trägerlänge in kg,

q die Menschenlast auf 1 m Trägerlänge in kg,

P_0 die maßgebende Last,

$P_1 P_2 P_3 \dots$ je eine Einzellast,

so ergeben sich folgende Formeln:

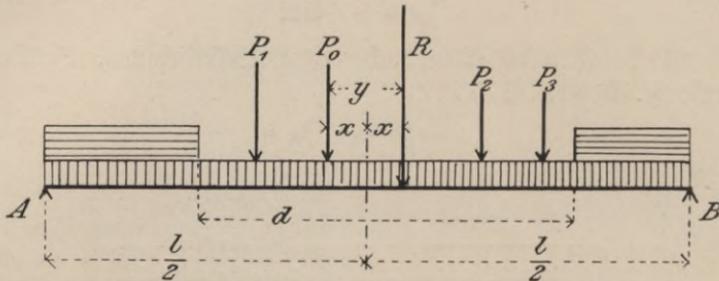


Fig. 133. Ungünstigste Laststellung.

- a) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht, aus zwei verschiedenen Einzellasten (Walzendrücke) und aus Menschengedränge (Fig. 134):

$$x = \frac{Pa + qd \left(\frac{d}{2} - b \right)}{2(P_0 + P) + pl + q(l - 2d)} \quad (116)$$

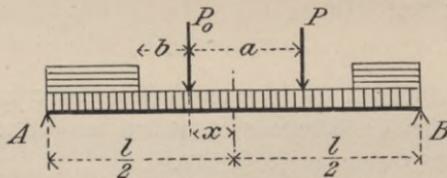


Fig. 134. Ungünstigste Laststellung.

- b) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht, aus zwei gleichen Einzellasten P und aus Menschengedränge (Fig. 134):

$$x = \frac{Pa + qd \left(\frac{d}{2} - b \right)}{4P + pl + q(l - 2d)} \quad (117)$$

- c) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht und aus zwei verschiedenen Einzellasten oder einer Dampfwalze (Fig. 135):

$$x = \frac{P a}{2(P_0 + P) + p l} \quad (118)$$

Wird das Eigengewicht vernachlässigt, so ergibt sich:

$$x = \frac{P a}{2(P_0 + P)} \quad (119)$$

- d) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht und aus zwei gleichen Einzellasten (Fig. 135):

$$x = \frac{P a}{4 P + p l} \quad (120)$$

Bleibt das Eigengewicht unbeachtet, so erhält man:

$$x = \frac{a}{4} \quad (121)$$

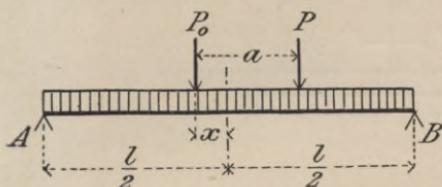


Fig. 135. Ungünstigste Laststellung.

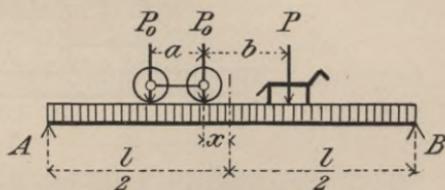


Fig. 136. Ungünstigste Laststellung.

- e) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht, aus zwei gleichen Einzellasten (Radrücken P_0) und aus einer dritten Einzellast P (Fig. 136):

$$x = \frac{P b - P_0 a}{4 P_0 + 2 P + p l} \quad (122)$$

Meist wird x negativ, d. h. P_0 liegt rechts von der Trägermitte.

- f) Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht, aus zwei gleichen Radlasten P_0 und aus zwei gleichen Pferdelasten P (Fig. 137):

$$x = \frac{P(2b + c) - P_0 a}{4(P + P_0) + p l} \quad (123)$$

Zahlenbeispiel: Es sei bei einer Trägerlänge $l = 10$ m und einer Belastung nach f) eine Radlast $P_0 = 1500$ kg, eine Pferdelast $P = 750$ m, ein Achsstand $a = 2,6$ m und eine Eigenlast von 300 kg für 1 m Trägerlänge vorhanden, ferner sei $b = 2,6$ m und $c = 3,0$ m, so wird

$$x = \frac{750(2 \cdot 2,6 + 3,0) - 1500 \cdot 2,6}{4 \cdot (750 + 1500) + 300 \cdot 10} = 0,188 \text{ m.}$$

Entwicklungsbeispiel: Nach der in Fig. 137 gezeichneten Belastung ist

$$R = 2 (P_0 + P) + p l, \quad (124)$$

$$R \left(\frac{1}{2} + x \right) = P_0 \left(\frac{1}{2} - x \right) + P_0 \left(\frac{1}{2} - x - a \right) + P \left(\frac{1}{2} - x + b \right) + P \left(\frac{1}{2} - x + b + c \right) + \frac{p l^2}{2},$$

$$x (4 P_0 + 4 P + p l) = P_0 l - P_0 a + P l + 2 P b + P c + \frac{p l^2}{2} - l + P_0 - P l - \frac{p l^2}{2},$$

$$x = \frac{P (2 b + c) - P_0 a}{4 (P_0 + P) + p l}. \quad (125)$$

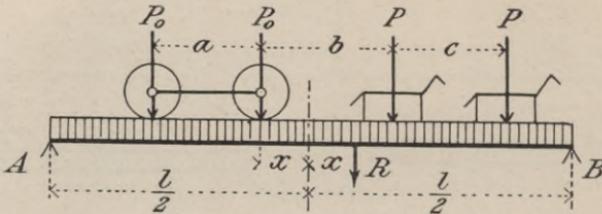


Fig. 137. Ungünstigste Laststellung.

Weitere Beispiele sind in dem Abschnitt „Statik und Festigkeitslehre (§ 70) gegeben.¹⁾

§ 43. Abdeckung und Entwässerung.

1. Abdeckung. Das Tragwerk der Brücken wird in den meisten Fällen mit einer wasserdichten Decke versehen, um das Wasser von demselben abzuhalten. Auch die Endpfeiler, Stirn- und Flügelmauern, welche mit dem feuchten Erdreich in Berührung kommen, werden meist durch eine wasserdichte Schicht gegen die Einwirkung der Feuchtigkeit geschützt. Die gebräuchlichsten Abdeckungen sind bei Stein und Beton wasserdichte Anstriche, wasserdichte Mörtelschichten, Schichten aus Asphalt und asphaltähnlichen Stoffen. Die Fahrbahntafeln eiserner Brücken können mit Asphaltplatten bedeckt werden, die das Eisenwerk vor Sickerwasser schützen, die Balken der Holzbrücken erhalten Verdachungen von Holz oder Asphalt, auch Schutzbohlen, welche den Holzbalken überdecken.

Wasserdichte Maueranstriche können hergestellt werden aus Goudron, aus Asphalt, der mit Wasser mischbar ist, oder aus Reßler'schen

¹⁾ Auch in der Zeitschrift „Zement und Beton“, 1911, S. 56, sind noch einige andere Formeln entwickelt.

Fluaten. Goudron ist nur in warmem Zustande flüssig; er darf nur auf ganz trockenen Flächen aufgetragen werden, weil sonst durch den sich bildenden Wasserdampf die innige Verbindung des Goudrons mit dem Mauerwerk verhindert wird.

Anders verhält es sich mit Asphalt-Emulsion B 4, einem mit Wasser mischbaren Asphalt, der von der Firma Elsäffische Emulsionswerke in Straßburg hergestellt wird. Die Emulsion wird mit Wasser verdünnt, dann auf die zu streichende Fläche, welche sauber und nicht zu glatt sein soll, mit einem Pinsel oder mit einer Anstreichmaschine aufgetragen. Das Streichen, das 2—3 mal zu wiederholen ist, kann auch auf feuchten Flächen erfolgen. Ein viel verbreitetes Wasserschutzmittel besteht in den Kefflerschen Fluaten, die von der Firma Hans Hauenschild, Berlin NW. 21, in den Handel gebracht werden. Es sind dieses wasserlösliche, aus Flußspat und Quarz hergestellte Salze, welche in der Mauer- oder Betonoberfläche eine chemische Umsezung erfahren, derart, daß sie zu Flußspat und Quarz sich wieder zurückbilden. Hierdurch werden die Poren des Mauerwerks und Betons in einfachster Weise geschlossen.

Wasserdichte Mörtel. Einen glatten Zementputz aufzubringen ist im allgemeinen nur zu empfehlen, wenn ihm ein besonderer Dichtungstoff zugesügt wird. Als sehr billiger und einfacher Zusatzstoff wird Kaliseife, d. i. gewöhnliche Schmierseife, empfohlen,¹⁾ doch soll Schmierseife die Festigkeit des Mörtels oder Betons bis zu 50 v. H. herabdrücken. Weite Verbreitung haben gefunden „Ceresit“, von der Firma Wunnersehe Bitumen-Werke zu Unna i. W. und „Asphalt-Emulsion BC 4“ der Firma Elsäffische Emulsionswerke zu Straßburg i. E. Ceresit, ein hellfarbiger, butterweicher Brei, läßt sich mit 10—12 Teilen Wasser zu einer milchigen Flüssigkeit verrühren. Bei der Mörtelbereitung werden zunächst Sand und Zement trocken gemischt, dann wird statt des Wassers die Ceresitmilch hinzugegeben. Die Asphalt-Emulsion BC 4 ist ein steifer, hellbrauner Teig, der ebenfalls im Wasser aufgelöst und dann wie Ceresitmilch verwendet wird. Die Stoffe müssen, wie bei jeder Mörtelbereitung, gründlich miteinander vermischt werden. Man verwendet auf 38—40 l Sand und Zement 1 l Emulsion. Um bei Brückenabdeckungen mit wasserdichtem Zementmörtel das Reißen zu verhüten, wurde bei einigen Brücken der badischen Eisenbahn in die etwa 4 cm starke Mörtelschicht ein Drahtnetz eingebettet.

Abdeckung mit Asphalt. Wird der Asphalt richtig verarbeitet, so werden nur selten Risse vorkommen; Asphalt ist viel zäher als Zementmörtel. Die Abdeckung geschieht mit Gußasphalt oder mit Asphaltplatten.

¹⁾ Beton und Eisen 1911, Heft 1.

Beim Gußasphalt werden die Asphalt-Mastix-Bröte in Stücke geschlagen und mit etwa 3 v. H. Goudron in Kesseln geschmolzen. Die flüssige Masse wird dann zur Verwendungsstelle gebracht, dort ausgebreitet und mit einer hölzernen Spachtel glatt gestrichen. Es empfiehlt sich, den Asphalt ohne jede Beimischung von Sand und Kies auf die vorher gut abgegliche Unterlage in einer Stärke von etwa 15 mm aufzubringen. Ein Zusatz von Sand oder Kies macht den Asphalt porös und spröde, daher für die Abhaltung der Feuchtigkeit ungeeignet und bei Bewegungen des Bauwerks wenig haltbar. Da der Gußasphalt warm aufgebracht werden muß, so können mit ihm nur vollkommen trockene Bauwerke abgedeckt werden.

Eine Abdeckung mit Asphaltplatten kann in vielen Fällen auch auf feuchter Unterlage erfolgen. Die verschiedenen Asphalt-Folierplatten und deren Verwendung sind im Band I, § 21, beschrieben worden. Hier sollen außer den weit verbreiteten Asphaltfilzplatten von Büsscher & Hoffmann in Mainz noch die Folierplatte „Mammuth“ der Eisassischen Asphalt-

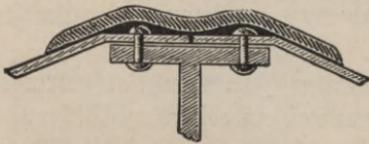


Fig. 138. Abdeckung eines Brückenträgers.

Emulsionswerke in Straßburg und Siebels Goudron-Blei-Folierung erwähnt werden. Mammuth ist ein mit Asphalt-Emulsion getränktes Jutegewebe, mit dem u. a. sämtliche Brücken und Viadukte der Berner Alpenbahn (Loetschberg) abgedeckt worden sind. Eine dauernde Dichtigkeit wird wohl am sichersten durch Siebels Goudron-Blei-Folierung erreicht. Blei hat fast unbegrenzte Dauer, namentlich dann, wenn es durch Asphalt- oder Goudronschichten vor den Angriffen des Kalk- und Zementmörtels und vor Beschädigung durch die scharfen Sandkörner der Mörtel geschützt wird. Die Folierplatten werden an den Verbindungsstellen traufrecht übereinander gelegt und mit Klebasphalt verdichtet. Bei Siebels Goudron-Blei Platten wird an den Verbindungsstellen die Hülle vom Blei gelöst, dann wird Blei auf Blei traufrecht verlegt und ebenso verfahren mit der Bleiumhüllung, nachdem man vorher jede Schicht mit Stabil-Holzement oder Goudron-Klebmasse bestrichen hat.

Am besten verlegt man die Folierplatten lose auf eine glatte Zementfläche, weil dann die Platte bei den Bewegungen des Bauwerks am wenigsten leidet. Sofort nach dem Verlegen und Überstreichen mit Stabil-Holzement und dergl. muß die Abdeckung mit einer Schutzschicht, bestehend aus steinfreier Erde, Zementmagerbeton, Ziegelflachsicht usw. versehen werden. Die Abdeckung eines Brückenträgers ist in Fig. 138 dargestellt; weitere Abdeckungen von Brücken und Brückenteilen werden in den Paragraphen 49, 57, 60 und 61 gezeigt.

2. Entwässerung. Die abzudeckende Fläche muß stets so gestaltet werden, daß das Wasser abfließen kann; völlig wagerechte Ebenen sind zu vermeiden, noch viel weniger dürfen Wasserfäcke vorkommen. Der

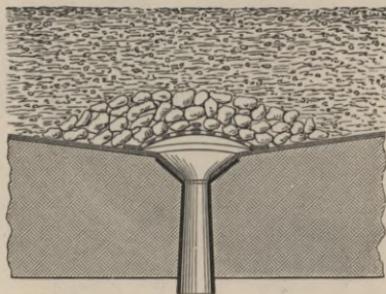


Fig. 139. Entwässerung.

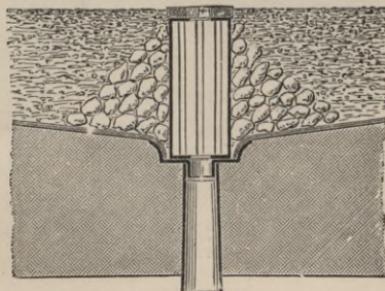


Fig. 140. Entwässerung.

Abfluß soll möglichst auf dem kürzesten Wege geschehen; die Ausflüsse müssen zugänglich und vor Vereisung geschützt sein.

Das Wasser kann bei Brücken mit einer Öffnung am einfachsten hinter die Widerlager abgeführt werden. Diese Entwässerung hat sich auch bei größeren Brücken bewährt. Ist das Bauwerk zu lang, so daß das erforderliche Gefälle sich nicht gut erreichen läßt, so muß das Wasser an Zwischenpunkten zum Abfluß gelangen. Werden zu dem Ende Abfallrohre an dem Tragwerk angebracht, so ist es zweckmäßig, diese nach unten zu erweitern, damit die im Winter entstandenen Eiszapfen bei Tauwetter von selbst herausfallen können. Mit besonderer Sorgfalt ist der Anschluß der Abdeckung an die Abfallröhre herzustellen, so daß bei Temperaturänderungen und Erschütterungen daselbst keine Risse entstehen, durch welche das Wasser in das Bauwerk sickern kann. Einige Entwässerungen sind in den Fig. 139—141 gezeigt.

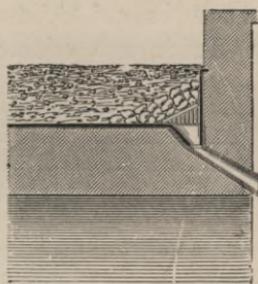


Fig. 141. Entwässerung.

§ 44. Brückengeländer.

Ein Brückengeländer soll vor allem genügende Sicherheit gegen Umstürzen durch seitliche Kräfte (sich anlehrende Menschen) haben; es soll einem an der Handleiste wirkenden Druck von etwa 50 kg für ein Meter Geländerlänge widerstehen können. In dem Geländer soll aber diese Widerstandskraft nicht nur vorhanden sein, sie soll auch ohne weiteres in die Erscheinung treten. Das Gefühl vollkommenster Sicherheit ge-

währen die Brüstungsmauern mit ihren wuchtigen Massen, aber trotzdem

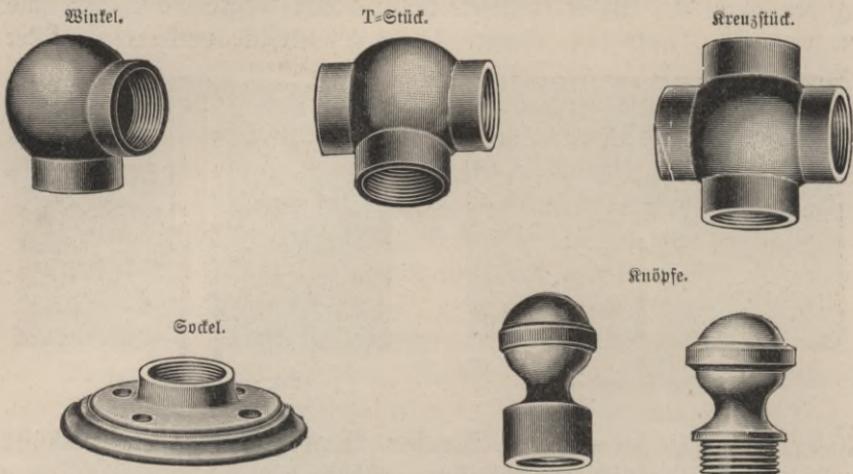


Fig. 142. Geländer-Verbindungsstücke.

kommen sie auf Brücken selten vor, sie vermindern die nutzbare Breite der Brücke und erschweren das Austrocknen der Fahrbahn. Ein aus kräftigen Hölzern gezimmerter Abschluß erscheint unserem Auge weit sicherer als das aus dünnen Stäben gebildete Eisengeländer. Holz paßt jedoch nur zu hölzernen Brücken und wird selbst auf diesen nicht immer angewandt; seine Dauer ist zu gering. Am meisten verwendet man Schmiedeeisen, und zwar lieber Profileisen als Flach- oder Rund-eisen, weil Profileisen bei gleichem Gewichte eine größere Steifigkeit besitzt. Ein aus \sqcap - oder \sqsubset -Eisen gebautes Geländer erscheint kräftiger und stand-sicherer, wenn es dem Beschauer die Vollseite und nicht die Rippen des Eisens zugehrt. Die Höhe des Geländers beträgt meist 1,0 m.

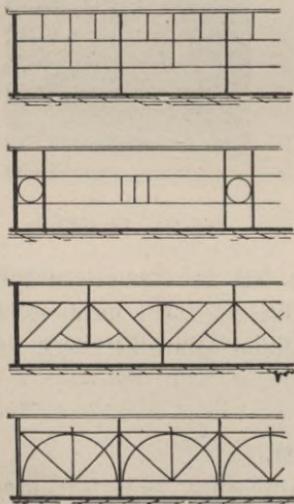


Fig. 143. Brückengeländer.

Schmiedeeiserne Geländer bestehen in der einfachsten Ausführung aus Pfosten und Horizontalstäben oder Durchzügen. Solche Geländer lassen sich leicht aus schmiedeeisernen Röhren mit Hilfe von Verbindungs-

stücken aus schmiedbarem Eisenguß herstellen. Die Verbindungsstücke (Fig. 142) werden von der Firma Joh. Casp. Post Söhne in Hagen in den verschiedensten Abmessungen und Formen ausgeführt. Obgleich schmiedeeiserne Rohre bei gleichem Gewichte ein größeres Widerstandsmoment, mithin eine größere Steifigkeit besitzen als Profil- oder Quadrateisen, so verwendet man sie in der Nähe der Ortschaften doch nicht gern zu Durchzügen, weil die Jugend solche Rohre oft zu turnerischen Übungen benutzt und sie hierbei verbiegt. Dort sind Profil- oder Quadrateisen mit ihren scharfen Kanten besser angebracht. Die Entfernung der einzelnen Pfosten voneinander kann durch Rechnung bestimmt werden. Je größer die Entfernung ist, um so stärker müssen die Durchzüge sein. Wird die Entfernung so gewählt, daß ein Pfosten soviel kostet wie der Horizontalstab eines Feldes, dann werden die Kosten am niedrigsten.

Reicher ausgestattete Geländer erhalten in den einzelnen Feldern noch Füllungen, deren Gestaltung sich nach dem Charakter richtet, den man dem Bauwerk geben will. Stets ist darauf zu halten, daß Geländer in der Nähe von Ortschaften eine gewisse Dichtigkeit besitzen, damit Kinder nicht hindurchfallen können. Zweckmäßige Geländerformen sind in der Fig. 143 dargestellt, weitere Zeichnungen bei den einzelnen Brücken gegeben.

Geländer aus Holz sollen bei den Holzbrücken (§ 57) besprochen werden.

B. Durchlässe.

§ 45. Allgemeines.

Über die Bauweise der Durchlässe im allgemeinen sind schon im Band I, § 93 einige Angaben gemacht worden; hier ist noch folgendes nachzutragen.

Die Länge eines Durchlasses, der unter starker Anfüllung liegt, ist nicht nur von der Breite des Dammes, sondern auch von der Höhe des Durchlasses abhängig. Je größer die Höhe, je kleiner die Länge. Die Frage, ob ein niedriges und entsprechend langes oder ein hohes und entsprechend kurzes Bauwerk die geringsten Kosten erfordert, wird am einfachsten durch Versuche zu beantworten sein.

Das Längengefälle eines Durchlasses ist meist durch das Gefälle des zu überbrückenden Grabens gegeben. Hat man es in der Hand, so pflegt man dasselbe nicht unter 1:100 zu wählen, jedenfalls nicht geringer als das des Zuflußgrabens, damit die vom Wasser bewegten Geschiebe nicht im Durchlaß abgelagert werden, der Durchlaß sich vielmehr rein spült. Bei starkem Gefälle — etwa über 1:10 — muß der

Durchlaß mit Sohlenabstürzen (Kaskaden) versehen werden, damit die Geschwindigkeit des durchfließenden Wassers gebrochen wird. Eine zu große Geschwindigkeit kann leicht eine Unterspülung des Durchlasses, besonders an der Ausmündung desselben, hervorbringen. Mitunter kommt ein Sohlenabsturz in Anwendung, mitunter werden mehrere angeordnet, manchmal werden die Abstürze am Eingang, manchmal in der Mitte, manchmal am Ausgang angebracht. Die Lage und Größe der Abstürze richtet sich hauptsächlich nach der Gestaltung und Festigkeit des Baugrundes. Bei nicht durchaus zuverlässigem Baugrund muß der Vorflutgraben am Ausgang des Durchlasses künstlich befestigt werden.

Über die Größe der Durchflußöffnung ist im Band I, § 93 und im Band II, § 39 Näheres angegeben; welchen Einfluß die Form der Durchflußöffnung und die Glätte der Wandungen auf die Bewegung des Wassers ausüben, kann aus Band I, § 123 und Band II, § 35 ersehen werden. Auch bei Durchlässen mit lotrechten Seitenwänden wird die Sohle meist hohl gestaltet; es soll dadurch die Wassermenge bei niedrigem Wasserstande besser zusammengehalten und somit dem Wasser eine gewisse Geschwindigkeit und Schwimmtiefe gegeben werden, welche in stande ist, die mitgebrachten festen Stoffe weiter zu führen.

Dücker können nach den im Band I, § 129 gegebenen Regeln gebaut werden.

§ 46. Plattendurchlässe aus Stein und Eisen.

Plattendurchlässe erhalten Wangenmauern mit meist rechteckigem Querschnitt und gemauerte oder Beton-Fundamente von verschiedener, der jeweiligen Lage des festen Baugrundes entsprechender Tiefe. Die Stärke der Wangenmauern kann man nach der Erfahrungsregel

$$b = 0,30 + 0,40 h \quad (126)$$

bestimmen, wenn b die Stärke der Mauer und h die lichte Höhe des Durchlasses in Metern bedeutet. Die Fundamente werden bei geringer lichter Weite oder minder tragfähigem Baugrunde vereinigt, andernfalls getrennt. Stets ist die Fundamentverbreiterung so zu gestalten, daß die Mittelkraft aus Belastung und Erddruck im inneren Drittel der Fundamentfuge bleibt.

Die Sohle der Durchlässe erhält eine ebene oder besser eine etwas hohle Oberfläche und besteht aus einer 12—18 cm starken Pflasterung mit quer laufenden Kopfsteinen, welche bei zusammenhängenden Fundamenten meist unmittelbar auf diesem ruht. Als Querverband der Wangenmauern und zur Vermeidung einer Unterspülung der Sohle werden

getrennte Fundamente an dem Ein- und Auslauf des Durchlasses, bei größeren Längen auch zwischen beiden, durch 0,5—0,6 m starke und ebenso hohe Herdmauern verbunden. Bei kleinen Durchlässen können die Herdmauern wegfallen, es muß aber das Sohlenpflaster am Ein- und Auslauf durch besonders hohe Pflastersteine abgegrenzt werden.

Plattendurchlässe mit steinernen Deckplatten erhalten etwa 0,25—1,0 m Weite und 0,25—1,5 m Höhe im Lichten. Die Dicke der Deckplatten schwankt je nach der lichten Weite und der Festigkeit des Steins zwischen 12—25 cm. Wo lichte Weiten erforderlich sind, welche die Länge der verfügbaren Deckplatten überschreiten, werden die letzteren

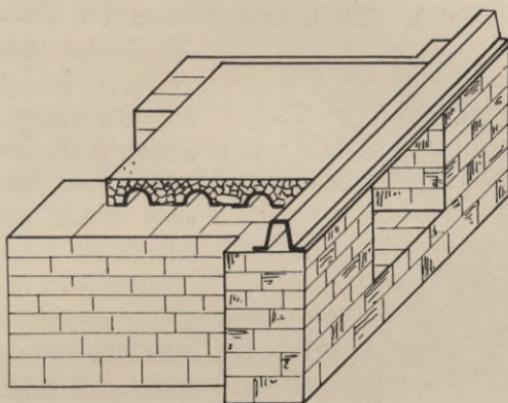


Fig. 144. Durchlaß mit Zoreisen.

entweder durch Kragsteine mit 10—12 cm Ausladung unterstützt oder es werden, wenn auch diese nicht ausreichen, gekuppelte Durchlässe mit zwei oder mehr Öffnungen angewandt, deren Deckplatten, wenn nötig, ebenfalls noch durch Kragsteine unterstützt werden.

Durchlässe von 1,0 bis etwa 1,8 m Lichtweite können mit Belageisen abgedeckt werden. (Fig. 144.) Man verwendet dazu in der Regel bei Lichtweiten bis 1,2 m Zoreisen Nr. 9 (Widerstandsmoment $W = 45,8 \text{ cm}^3$), bei größeren Weiten Zoreisen Nr. 11 ($W = 76,5 \text{ cm}^3$), bei den größten Belageisen Nr. 120/240 der Burbacher Hütte ($W = 90 \text{ cm}^3$). Die Belageisen werden nicht dicht aneinander gelegt, sondern es bleiben zwischen denselben Fugen bis zu 4 cm Breite. Die Fugen werden mit Steinen überdeckt und dann wird das Ganze mit Erde oder Kleinschlag überschüttet. Die Überschüttung kann an den Stirnen des Durchlasses abgegrenzt werden durch entsprechend hohe I-Eisen oder durch Belageisen, denen, wenn erforderlich, ein Winkeleisen aufgenietet wird. Gegen Krost

werden die Eisen am einfachsten durch einen Überzug aus Asphalt oder Teer geschützt.

Sowohl die steinernen Deckplatten, wie auch die Zoresisen müssen mindestens 15 cm hoch überschüttet werden. Ist dieses nicht möglich (fehlt es an Konstruktionshöhe), so wendet man eiserne geriffelte oder anders gerauhte Deckplatten an, deren Oberfläche in die Höhe der Fahrbahn gelegt wird (Fig. 145). Schmiedeeiserne Bleche sind wegen ihrer größeren Haltbarkeit den Gussplatten vorzuziehen. Von den Blechen sind einige mit den aus \square -Eisen gebildeten Mauerlatten fest verschraubt, die übrigen sind lose aufgelagert, nur durch entsprechende Stifte am Verschieben gehindert. Durch diese Anordnung wird eine leichte Reinigung des Durchlasses möglich. Die Platten erhalten bei 0,4—0,6 m weiten

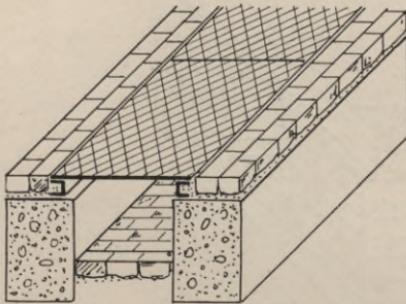


Fig. 145. Durchlaß mit Riffelblechen.

Durchlässen 15—18 mm Dicke. Bei sehr kleinen Weiten kann auch ein Belageisen den Kanal bilden, das dann mit einem zweiten Belageisen oder mit einer ebenen Platte abgedeckt wird.

Beispiel: Es sind die Abmessungen eines Durchlasses mit einer Überdeckung aus Belageisen zu berechnen, der einen Lastwagen mit 3000 kg Raddruck tragen soll und das

Wasser eines trapezförmigen Grabens von 1,20 m mittlerer Breite ohne Stau abführen muß. Die Höhe der Durchflußöffnung sei 1,0 m.

Wird der Kontraktionskoeffizient = 0,9 gesetzt, so wird die lichte Weite des Durchlasses

$$l_1 = \frac{1,20}{0,9} = 1,33 \text{ m,}$$

und die Stützweite der Belageisen

$$l = 1,1 \cdot l_1 = 1,1 \cdot 1,33 = 1,46 \text{ m.}$$

Es wird wie üblich angenommen, der Raddruck verteile sich durch die Schotterdecke auf drei Zoresisen derart, daß das mittlere die Hälfte des Druckes erhält, daß ferner das Gewicht der Belageisen gleich sei dem Gewichte einer Schotterdecke, deren Rauminhalt demjenigen der Zoresisen, einschließlich der Hohlräume gleichkommt.

Das erforderliche Widerstandsmoment ist

$$W = \left(\frac{P}{4} + \frac{Q}{8} \right) \frac{l}{k}. \quad (127)$$

In dieser Formel bedeutet

l die Stützweite = 146 cm,

P den halben Raddruck = $\frac{3000}{2} = 1500$ kg,

Q das Eigengewicht = $0,27 \cdot 0,25 \cdot 1,46 \cdot 2000$ rund 200 kg,

k die zulässige Spannung = 875 kg/qcm.

$$W = \left(\frac{1500}{4} + \frac{200}{8} \right) \frac{146}{875} = 66,7 \text{ cm}^3.$$

Dem entspricht Zores Eisen Nr. : 11 mit $W = 76,5 \text{ cm}^3$.

Die Wangenmauern erhalten eine Stärke von

$$b = 0,30 + 0,40 \text{ h} = 0,30 + 0,40 \cdot 1,0 = 0,70 \text{ m}.$$

§ 47. Durchlässe aus Beton und Eisenbeton.

Über die Rohre aus Beton und Eisenbeton, wie sie bei der Entwässerung der Ortschaften Verwendung finden, ist in Band I, § 123 bis 126 Näheres angegeben. Die Stirnen der Röhrendurchlässe können bei kleinen Rohrweiten, besonders wenn das Wasser die Oberkante des Rohres nicht erreichen kann, mit Kopfrasen oder Trockenmauerwerk hergestellt werden. Für größere Zementrohre verwendet man vorteilhaft besondere, der Grabenböschung entsprechend abgeschrägte Stirnstücke (Band I, § 18). Noch größere Durchlässe können entweder der Böschung entsprechend schräg abgeschnitten oder mit Stirnen und Flügel wie die gewölbten Durchlässe und Brücken versehen werden.

Die Plattendurchlässe werden manchmal ganz aus Beton oder Eisenbeton gebaut, mitunter wird nur die Deckplatte aus diesen Baustoffen gebildet. Für den Unterbau der Durchlässe gelten die bei den Plattendurchlässen aus Stein und Eisen gegebenen Regeln.

Die Breite des Plattenauflegers muß mindestens der Plattendicke gleich sein. Die frei aufliegende Deckplatte wird entweder auf der Baustelle oder in der Fabrik hergestellt; sie erhält meist rechteckigen Querschnitt, manchmal auch Wulst und Rille (Bauweise Schiller-Protoschin). Kleinere Platten erhalten meist überall gleiche Dicke, größere werden in der Mitte stärker, an den Auflagern schwächer genommen. Durch die nach der Mitte zunehmende Dicke wird einmal der Tragfähigkeit der Platte besser Rechnung getragen und zum anderen wird die Abführung des Wassers erleichtert. An der Durchlaßstirn erhält die Platte zweck-

mäßig eine kleine Verstärkung, um das Abrutschen der aufgelagerten Erdmassen zu verhüten; oft wird die so verstärkte Betonplatte auch noch mit einer Wassernase versehen. Da Beton auf die Dauer nicht wasserdicht ist, so müssen die fertig verlegten Abdeckplatten noch mit einer Isolierschicht aus Asphalt oder sonstigen wasserdichten Stoffen versehen werden.

Reine Betonplatten an Stelle der sonst üblichen Decksteine kommen nur bei sehr geringen Spannweiten in Anwendung. Für gewöhnliche Fälle ist eine Bewehrung durch Eisen erforderlich. Bei kleineren Lichtweiten genügen Tragstäbe oder Streckmetall nahe der Plattenunterkante. Bei größeren Spannweiten und Belastungen sind die Tragstäbe an ihren Enden abwechselnd nach oben zu biegen, namentlich dann, wenn die Auflagerbreite groß ist, denn bei breitem Auflager kann die Platte durch die Auflast gewissermaßen eingespannt werden.

Die statische Berechnung einer Eisenbetonplatte kann nach folgendem Beispiel ausgeführt werden.

Beispiel. Es sind die Spannungen zu berechnen, welche in einer Abdeckplatte aus Eisenbeton auftreten, wenn die lichte Weite des Durchlasses 1,20 m, die Plattenstärke 0,20 m, die Überschüttungshöhe 0,30 m, der auf den Schotter wirkende Raddruck 3000 kg und die Breite der Radfelge 0,15 m beträgt.

Es ist die Stützweite = Lichtweite + Plattenstärke

$$l = 1,20 + 0,20 = 1,40 \text{ m}$$

und das Eigengewicht für 1 m Breite

$$Q = (0,20 \cdot 2400 + 0,30 \cdot 2000) 1,0 \cdot 1,40 = 1512 \text{ kg.}$$

Das Biegemoment des Eigengewichts wird

$$M_1 = \frac{Ql}{8} = \frac{1512 \cdot 140}{8} = 26460.$$

Der Raddruck verteilt sich durch die Schotterdecke nach Formel (113) und (114) auf eine Fläche

$$\text{von } x = b + 2h = 15 + 2 \cdot 30 = 75 \text{ cm Breite}$$

$$\text{und } y = 10 + 2h = 10 + 2 \cdot 30 = 70 \text{ cm Länge.}$$

Das Biegemoment für eine 70 cm breite Platte ist daher (Fig. 146)¹⁾

$$M_0 = A \frac{1}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{x}{4}. \quad (128)$$

und weil $A = \frac{P}{2}$ ist,

$$M_0 = \frac{P}{8} (2l - x) \quad (129)$$

$$M_0 = \frac{3000}{8} \cdot (2 \cdot 140 - 75) = 76875.$$

¹⁾ In Fig. 146 muß es x statt y heißen.

Das Biegemoment einer 1,0 m breiten Platte beträgt

$$M_2 = 76\,875 \cdot \frac{100}{70} = 109\,821$$

und das Gesamtbiegemoment für eine 1,0 m breite Platte

$$M = M_1 + M_2 = 26\,460 + 109\,821 = 136\,281.$$

Setzt man das Verhältnis $\frac{\text{Betonquerschnitt}}{\text{Eisenquerschnitt}} = 200 = m$, und ist die Mitte der Eiseneinlage 2 cm von der Plattenunterkante entfernt, so daß die „statische Höhe“ = 20 - 2 = 18 cm wird, so ist nach Tabelle 28, Band I und Tabelle 16, Band II das Widerstandsmoment

$$\text{für Beton: } W_1 = 0,143 \cdot 100 \cdot 18^2 = 4633,2 \text{ cm}^3,$$

$$\text{für Eisen: } W_2 = 0,00446 \cdot 100 \cdot 18^2 = 144,5 \text{ cm}^3.$$

Dem entspricht eine Spannung

$$\text{in Beton: } k_1 = \frac{M}{W_1} = \frac{136\,281}{46\,332} = 29,4 \text{ kg/qcm},$$

$$\text{in Eisen: } k_2 = \frac{M}{W_2} = \frac{136\,281}{144,5} = 943 \text{ kg/qcm}.$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt ist $\frac{100 \cdot 18}{200} = 9$ qcm.

Gewählt sind 10 Rundeisen von 11 mm Durchmesser mit zusammen 9,5 qcm Querschnitt.

Die Schubspannung ist

$$k_3 = \frac{v}{b \left(h - \frac{x}{3} \right)}, \quad (130)$$

$$V = 1512 \cdot \frac{13}{14} + 3000 \cdot \frac{93}{130} = 3550 \text{ kg},$$

$$x = 0,320 \cdot 18 = 5,76 \text{ cm (nach der Tabelle 28, Bd. I),}$$

$$h - \frac{x}{3} = 18 - \frac{5,76}{3} = 16,1 \text{ cm},$$

$$b = 100 \text{ cm},$$

$$k_3 = \frac{3550}{100 \cdot 16,1} = 2,20 \text{ kg/qcm}.$$

Die Haftspannung beträgt

$$k_4 = \frac{b k_3}{U} = \frac{100 \cdot 2,20}{10 \cdot 3,46} = 6,3 \text{ kg/qcm}.$$

(U = Umfang sämtlicher Eisen, der aus Tabelle 19, Band I entnommen werden kann.)

§ 48. Gewölbte Durchlässe.

Diese erhalten etwa 0,5—3,0 m lichte Weite und je nach der Höhe des Planums 0,6—2,4 m Höhe. Die Widerlager erhalten meist rechteckigen oder trapezförmigen Querschnitt mit gemauerten oder Beton-Fundamenten. Wird der Betonbogen bis in das Fundament durchgeführt, so nennt man den unteren Teil des Bogens „verlorenes Widerlager“. Die Gewölbe werden aus Beton, Bruchstein oder Ziegel ausgeführt. Ihre Stärke und die des Widerlagers kann aus Tabelle 10 entnommen werden.

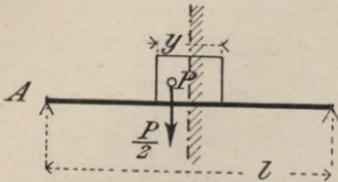


Fig. 146. Betonplatte.

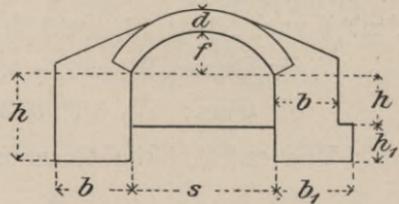


Fig. 147. Gewölbter Durchlaß.

Tabelle 10.

Zur Bestimmung der Gewölbe- und Widerlagsstärken bei Durchlässen.

s in m	Betongewölbe d in cm			Bruchsteingewölbe d in cm			Ziegelgewölbe d in Steinlängen			Widerlager x in cm		
	f : s			f : s			f : s			f : s		
	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4
0,5	10	11	13	12	13	15	1/2	1/2	1/2	43	48	58
0,6	10	11	13	13	14	16	1/2	1/2	1/2	45	50	60
0,7	11	12	14	14	15	17	1	1	1	48	53	63
0,8	11	12	14	14	15	17	1	1	1	50	55	65
0,9	12	13	15	15	16	18	1	1	1	53	58	68
1,0	12	13	15	16	17	19	1	1	1	55	60	70
1,2	13	14	16	18	19	21	1	1	1	60	65	75
1,4	14	15	17	19	20	22	1	1	1 1/2	65	70	80
1,6	15	16	18	21	22	24	1	1 1/2	1 1/2	70	75	85
1,8	16	17	19	22	23	25	1 1/2	1 1/2	1 1/2	75	80	90
2,0	17	18	20	24	25	27	1 1/2	1 1/2	1 1/2	80	85	95
2,2	18	19	21	26	27	29	1 1/2	1 1/2	1 1/2	85	90	100
2,4	19	20	22	27	28	30	1 1/2	1 1/2	1 1/2	90	95	105
2,6	20	21	23	29	30	32	1 1/2	1 1/2	2	95	100	110
2,8	21	22	24	30	31	33	1 1/2	1 1/2	2	100	105	115
3,0	22	23	25	32	33	35	1 1/2	2	2	105	110	120

Die Tabelle bezieht sich auf Fig. 147. Die Stärke der Widerlager ergibt sich aus den Formeln:

$$b = \frac{h}{4} + x, \quad (131)$$

$$b_1 = \frac{h_1}{4} + b, \quad (132)$$

$$b_1 = \frac{h + h_1}{4} + x. \quad (133)$$

Beispiel. Welche Abmessungen erhält ein Durchlaß mit senkrechten Widerlagern und Bruchsteingewölbe, wenn die Spannweite $s = 2,0$ m, die Pfeilhöhe $f = 0,5$ m und die Widerlagerhöhe $h = 1,6$ m beträgt?

Es ist $f : s = \frac{1}{4}$, mithin nach der Tabelle:

die Gewölbestärke $d = 27$ cm,

die Widerlagerstärke $b = \frac{h}{4} + x = \frac{160}{4} + 95 = 135$ cm.

Bei senkrechten Widerlagern erhalten die Gewölbe eine Hintermauerung, deren Oberfläche einen Sattel von $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ Neigung bildet. Der Rücken des Gewölbes und die Hintermauerung werden zum Schutze gegen Sickerwasser mit einer 2—3 cm starken Zementschicht oder besser mit Asphalt-Folierplatten (Band I, S. 56) oder asphaltähnlichen Stoffen abgedeckt, wie in § 43 näher angegeben ist. Bei der Ausführung der gewölbten Durchlässe und die Ausbildung der Durchlaßstirnen können die in § 50 gegebenen Regeln sinngemäße Anwendung finden.

C. Brücken aus Stein.

§ 49. Das Tragwerk.

1. Form des Gewölbes. Nach Fig. 148 ist

$$G x = H y. \quad (134)$$

Hieraus ergibt sich, daß die Pfeilhöhe (y) im Verhältnis zur Spannweite x möglichst groß sein soll. Man gibt daher bei genügender Konstruktionshöhe dem Gewölbe eine solche Form, daß die Pfeilhöhe mindestens der halben Spannweite gleich ist, nur bei beschränkter Höhe wird man den gedrückten Bogen anwenden, ein kleineres Pfeilverhältnis als 1 : 10 aber auch bei der kleinsten Konstruktionshöhe nur in Ausnahmefällen anwenden. Die Wölblinie gestaltet man nach einem Kreisbogen (Stichbogen, Halbkreis), nach einer Ellipse, einer Parabel oder nach einem Korbbogen, d. i. eine aus mehreren Kreisbogen zusammengesetzte

Linie. Die beste Form hat aber das „Stützliniengewölbe“, ein Gewölbe, das so gestaltet ist, daß die Mittellinie des Gewölbes mit der Mittelkraft aller Pressungen im symmetrisch belasteten Gewölbe, mit der „Stützlinie“,

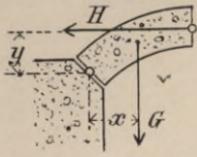


Fig. 148. Gewölbe.

zusammenfällt. Die Stützlinie findet man wie folgt: Man teilt das Gewölbe nebst Belastung in eine Anzahl gleichbreiter Streifen und zieht deren Mittellinien (Fig. 149). Jeder dieser Streifen besteht dann aus Gewölbemasse und Überschüttung. Man rechnet nun für jeden Streifen aus, wie hoch die Überschüttung werden müßte, wenn sie durch Gewölbe-

masse ersetzt würde, und zeichnet diese Höhe, so erhält man die „Belastungslinie“ AB und somit einen Körper aus Gewölbemasse ABCD. Die mittleren Höhen der einzelnen Streifen vereinigt man zu einem

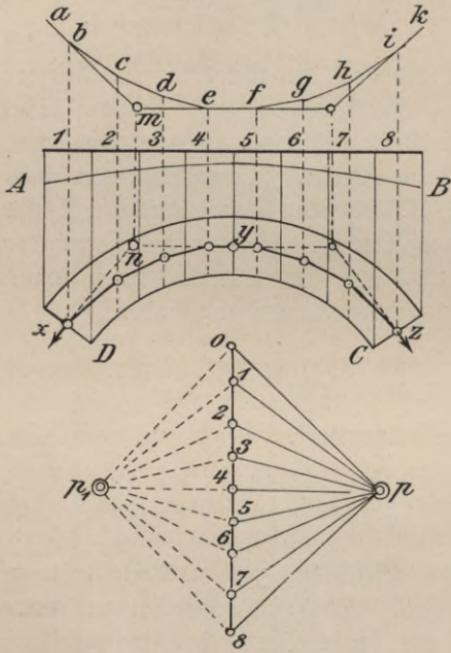


Fig. 149. Stützliniengewölbe.

„Kräftezug“ 08 (Fig. 149 b), zieht durch die Mitte (4) des Kräftezugs eine Waagrechte, wählt auf derselben einen beliebigen „Pol“ und zieht vom Pol aus „Strahlen“ p 0, p 1, p 2 usw. Wird nun in den Fig. 149 c und 149 b die Linie ef || p 4, de || p 3, dc || p 2 usw. gezogen, so erhält man die „Seillinie“ Fig. 149 c. Soll diese Seillinie durch die 3 Punkte xyz des Gewölbes gehen, so verlängert man ab bis zum Schnittpunkt m, bestimmt den Punkt n lotrecht unter m und zieht $Op_1 \parallel nx$, so erhält man in p_1 (Fig. 149 b) den neuen Pol. Von diesem zieht man wieder Strahlen

und verfährt wie vorhin, so ist die Linie xyz die gesuchte Stützlinie. Der Beweis hierfür wird in Abschnitt „Statik und Festigkeitslehre“ gebracht. Es kann die Stützlinie nach folgender, von mir aufgestellter Regel berechnet werden. In Fig. 150 sei

$a =$ der Höhe des Streifens A
 $b = a +$ " " " " B
 $c = b +$ " " " " C
 $d = c +$ " " " " D
 $f =$ der Pfeilhöhe der Stützlinie

$$m = \frac{f}{a + b + c + d}$$

so ist

$$\begin{aligned}
 y_1 &= a m \\
 y_2 &= y_1 + b m \\
 y_3 &= y_2 + c m \\
 y_4 &= y_3 + d m.
 \end{aligned}$$

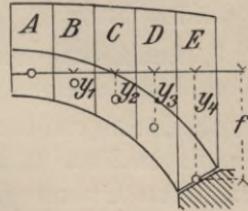


Fig. 150. Gewölbekonstruktion.

Bei Bogen, welche im Hochwasser eintauchen, werden mitunter zur Minderung der Kontraktion und zur Einlenkung schwimmender Körper in die Brückenöffnung die Gewölbekanten in Form der sogenannten „Ruhhörner“ abgefast.

2. Lehrgerüste. Die gewählte Form erhält das Gewölbe durch das Lehrgerüst. Das Lehrgerüst hat folgende Hauptbedingungen zu erfüllen. Es soll

- eine Lehre zur Herstellung des Gewölbes bilden,
- die Aufnahme der Last des noch nicht geschlossenen Gewölbes vermitteln,
- möglichst unwandelbar sein, d. h. seine Form während des Wölbens möglichst wenig ändern und die versetzten Wölbsteine weder zu einer Verschiebung noch zu einer Kantendrehung veranlassen,
- eine Vorrichtung aufweisen, welche gestattet, den oberen Teil zu senken oder auszurüsten.

Die Forderungen, daß das Lehrgerüst sich leicht aufstellen und leicht wieder beseitigen lasse, sind als Nebenbedingungen zu bezeichnen.

Um die genannten Bedingungen erfüllen zu können, muß jedes sachgemäß ausgeführte Lehrgerüst folgende vier Hauptteile enthalten:

- die Lehrbogen oder Binder, welche unter dem Gewölbe je nach der Widerstandsfähigkeit in Entfernungen von 0,8—1,5 m voneinander aufgestellt sind, also als eigentliche Träger der Gewölbelast auftreten,
- die Schalung, welche aus rechtwinklig über den Lehrbogen liegenden Schalbrettern oder -hölzern gebildet wird, deren obere Fläche genau mit der herzustellenden inneren Gewölbeleibung zusammenfällt,
- die Querverbindungen (Zangen, Windstreben), welche die Binder untereinander absteifen und dadurch gegen Verschiebung und Kanten in der Richtung rechtwinklig zu ihrer Fläche schützen,

d) die Ausrüstungsvorrichtung, welche eine langsame, das allmähliche Senken des Gewölbes gestattende Beseitigung des Lehrgerüsts ermöglicht. Man erreicht dieses, wenn man untergelegte Doppelkeile, auf denen das Lehrgerüst ruht, langsam heraustreibt, oder trockenen Sand, der die Unterstützungsstiele trägt, aus den ihn umschließenden Kästen laufen läßt, endlich untergestellte Schraubenwinden langsam abwärts dreht.

3. Ausführung der Gewölbe. Man unterscheidet Gewölbe ohne und mit Gelenkeinlagen.

a) Steingewölbe ohne Gelenkeinlagen. Im allgemeinen gelten die in Band I, § 40 enthaltenen Angaben. Für Gewölbe aus lagerhaften Steinen sind im besonderen folgende von Rheinhardt angegebenen Regeln zu beachten.¹⁾

1. Es ist ein guter hydraulischer Mörtel zu verwenden, der eine den Wölbsteinen gleiche Festigkeit erlangt und sich mit demselben gut verbindet. Hieraus folgt:

2. Der Mörtel soll möglichst steif, also ohne überschüssiges Wasser verarbeitet werden, weil er so den höchsten Härtegrad erreicht; er soll fett sein, damit er dem Stein fest anhaftet.

3. Die Steine müssen vor dem Einbringen satt genäßt werden, auch muß bei trockener Witterung während des Erhärtungsvorganges des Mörtels das Gewölbe naß gehalten werden, damit dem Mörtel nicht das zu seiner Erhärtung erforderliche Wasser entzogen wird.

4. Die Flächen der Lager- und Stoßfugen sollen rauh, nicht glatt, bearbeitet sein, damit der Mörtel besser haftet. Auch müssen Steine und Sand durchaus rein von erdigen Bestandteilen sein.

5. Die Stärke der Fugen richtet sich nach der Höhe und Bearbeitung der Steine, es muß die Möglichkeit vorhanden sein, den steifen Mörtel so fest einzubringen, daß keine Hohlräume entstehen.

6. Während der Erhärtung des Mörtels dürfen keine Bewegungen desselben vorkommen; aus diesem Grunde muß das Lehrgerüst unverrückbar fest hergestellt und vor Beginn des eigentlichen Wölbens auch mit allen Wölbsteinen belastet werden.

Gewölbe aus unregelmäßig gestalteten Bruchsteinen stellt man vorteilhaft nach der Liebold'schen Bauweise her. Bei dieser Bauart werden die Steine ringsum in guten Zementmörtel vollständig eingebettet, so daß die Leibung des fertigen Gewölbes das Aussehen eines reinen Zementbogens hat. In den Gewölbefirnissen sind jedoch die Steine sichtbar.

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1897, S. 325.

Auch auf Gewölbe aus Backsteinen finden die vorstehenden Regeln sinngemäße Anwendung. Backsteingewölbe werden meist im Kreuz- oder Blockverband ausgeführt; selten wird das Gewölbe aus mehreren konzentrischen Ringen gebildet; beim Dücker erhält die Leibung mitunter nur Binder, um ein Herausspülen der Wölbsteine zu verhindern.

b) Steingewölbe mit Gelenkeinlagen. Gar häufig hat man die Beobachtung gemacht, daß bei Brückengewölben Risse eintreten, entweder beim Auschalen oder schon bei der Herstellung oder nach Vollen- dung des Gewölbes. Man suchte deshalb nach Mitteln, diesem Übelstande entgegenzutreten. Man hat alle Fugen, oder nur einzelne Schlitze im Gewölbe offen gelassen und dann rasch und möglichst gleichzeitig geschlossen und hat dadurch bei einer Reihe von Brücken befriedigende



Fig. 151. Abdeckung eines Gewölberückens.

Ergebnisse erreicht, aber das Verfahren führt nur bei unbedingt sicherem Baugrund, bei völliger Unveränderlichkeit der Widerlager und der Lehrgerüste während des Wölbens, bei sorgfältigster Ausführung der Gewölbeherstellung und der Auschalung desselben zu dem gewünschten Erfolge. Sicherer wurde das Ziel erreicht, als man in das Gewölbe an den Kämpfern und bei größeren Brücken auch im Scheitel Gelenke einlegte. Durch drei Gelenke wird das Gewölbe statisch bestimmt, eine seitliche Verschiebung oder örtliche Hebung kann bei einseitiger Belastung nicht mehr eintreten.

Leibbrand, welcher besonders derartige Brücken gebaut hat, empfiehlt für mäßig große Brücken als Gelenkeinlagen Bleiplatten, deren Breite etwa $\frac{1}{4}$ der Fugenbreite einnimmt. Die Gelenkfugen können nach dem Setzen des Gewölbes mit dünnflüssigem Zementmörtel geschlossen werden.

4. Hintermauerung, Abdeckung und Entwässerung. Sind die Gewölbe ausgeführt, so erhalten sie meist die zur Vermeidung einer örtlichen Hebung oder seitlichen Verschiebung erforderliche Hintermauerung, welche eine ebene Oberfläche und zur Ableitung des Sickerwassers eine mit dem Pfeilerverhältnis abnehmende Neigung von $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{5}$ erhält, übrigens sich tangential an den Rücken des Gewölbes anschließt.

Die zum Schutze gegen Auflösung und Erweichung dienende Abdeckung dieser und der Hintermauerung ist in § 43 näher beschrieben, die Ausführung der Arbeiten wird in Fig. 151 gezeigt. Die Entwässe-

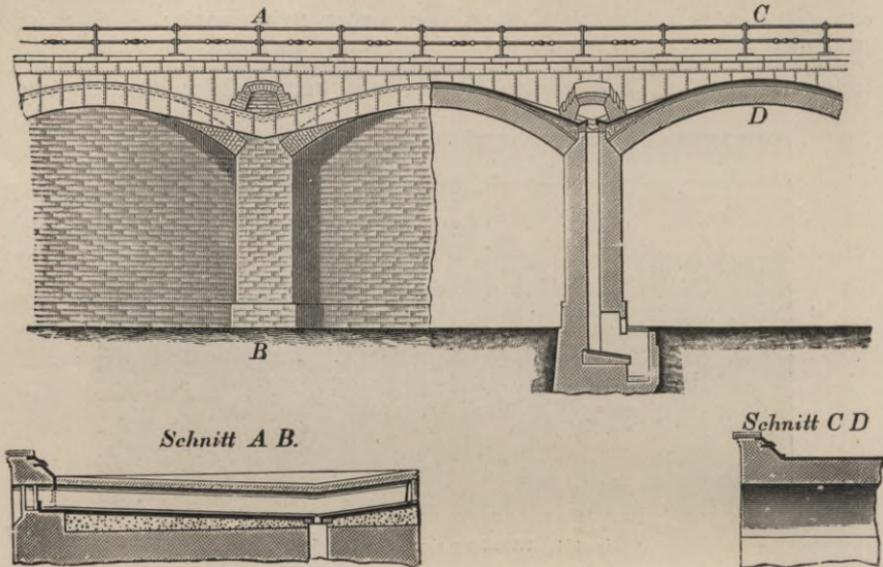


Fig. 152. Abdeckung einer gewölbten Brücke.

rung kann bei Brücken mit einer Öffnung am leichtesten durch Abführung des Wassers hinter die Widerlager erfolgen. Diese Entwässerung hat sich auch bei größeren Brücken bewährt. Ist das Bauwerk zu lang, oder die Gewölbeüberdeckung zu gering, um das nötige Gefälle hervorzubringen, so muß das Wasser durch das Mauerwerk geführt werden. Es kann dieses durch den Gewölbescheitel, durch den Gewölbeschenkel, durch die Stirnmauer oder durch die Pfeiler geschehen.

Erfolgt die Entwässerung hinter die Widerlager, so sind dortselbst Sickerkanäle aus Trockenmauerwerk oder Rieschüttung anzubringen, welche das Wasser aufnehmen und weiterführen. Geschieht die Entwässerung durch die Gewölbe, so sind an den Ausflußstellen Abfallrohre anzubringen. Diese Rohre werden vorteilhaft nach der in § 43 gegebenen Anweisung ausgeführt. Es zeigt Fig. 152 die Abdeckung und Entwässerung einer gewölbten Brücke.

§ 50. Brückenpfeiler.

Über die Gründung der Brückenpfeiler und die Sicherung derselben gegen Unterspülung ist im Abschnitt „Grundbau“ Näheres angegeben, über die Richtung der Pfeiler sind in § 40, über den Einfluß der Vorkopfformen in § 41 nähere Angaben enthalten.

1. Zwischenpfeiler. Die Stirnflächen der Zwischenpfeiler werden mitunter lotrecht, häufiger aber zur Vermehrung der Standfähigkeit mit $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{5}$ Anlauf hergestellt; die Leibungen erhalten $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ Anlauf. Um Beschädigungen durch Eisstoß vorzubeugen, werden die unter dem Hochwasser befindlichen Teile der Pfeiler, mindestens deren Vorköpfe, aus einem festeren Mauerwerk, in den besten hydraulischen Mörtel gelegten Backsteinen oder besser aus festen Quadern hergestellt und überdies nicht selten noch durch eiserne Schienen geschützt.



Fig. 153. Moselbrücke bei Sierdt.

Quadermauerwerk aus festen, wetterbeständigen Steinen mit gleich starken, durchgehenden Schichten muß als das vollkommenste Mauerwerk bezeichnet werden, doch kommt es seiner Kostspieligkeit wegen selten vor. Häufiger findet man bei Brückenpfeilern die Quader-Verblendung, bei der der eigentliche Körper des Pfeilers durch Füllmauerwerk aus Ziegeln oder Bruchsteinen gebildet wird. Die Schichten der Pfeilerverblendung darf man nicht zu hoch machen, weil sonst zwischen der Mörtelmenge in der Verblendung und im Kern des Pfeilers ein Mißverhältnis entsteht, welches ein ungleiches Setzen der beiden Mauerwerkarten bewirkt. Man sucht diesen Übelstand dadurch zu beseitigen, daß man einzelne Schichten aus Quadern durch das ganze Mauerwerk reichen läßt. Ein anderes Mittel besteht in der Annahme sehr geringer

Schichthöhen für die Verblendung. Werden die Verblendsteine etwa nur 20 cm hoch, so führen sie nicht mehr den Namen Quader, sondern heißen Schichtsteine.

Die Pfeilervorköpfe erhalten meist eine Abdeckung aus Hausteinen. Diese Abdeckung muß so angeordnet werden, daß die Gewölbearmfänge sichtbar bleiben. Bei hohen Stirnmauern über den Vorköpfen ist es vorteilhaft, Pfeileraufsätze anzubringen, welche den durch den Erddruck stark belasteten Stirnmauern eine größere Standfähigkeit verleihen (Fig. 153).

2. Endpfeiler (Endwiderlager). Die Widerlager erhalten häufig einen rechteckigen, einen aus Rechtecken zusammengesetzten oder trapezförmigen Querschnitt, indem man die Rückseite entweder senkrecht anordnet, mit Absätzen oder mit Anlauf versehen. In vielen Fällen sind die als Fortsetzung des Gewölbes behandelten sogenannten verlorenen Widerlager am billigsten, welche dann entweder mit leichten Leibungsmauern oder mit gepflasterten Böschungen versehen werden.

An den Endpfeiler schließen sich die Flügel. Die Flügel sind entweder parallel der Richtung des oberen Verkehrsweges (der Brückentirn) — Fig. 156 —, oder sie bilden einen Winkel mit der Brückentirn. Die ersteren nennt man Parallelfügel oder gerade Flügel, die letzteren Winkel Flügel oder schräge Flügel.

Die Parallelfügel haben den Vorzug, daß sie als Strebepfeiler zur Verstärkung des Widerlagers dienen. In diesem Sinne, und um das Abreißen der Flügel zu hindern, ist eine Abschrägung der Ecken beim Anschluß der Flügel zu empfehlen. Die Länge der Mauern kann unter Umständen durch steile Böschungskegel verringert werden. Es können die Regel bei sandigem Schüttmaterial und sorgfältiger Ausführung mit Kopfzäun 1 : 1 befestigt oder aus Steinpackung 1 : $\frac{1}{2}$ bis 1 : $\frac{1}{3}$ hergestellt werden. — Die Abdeckung der Parallelfügel erfolgt wie bei den Stirnmauern durch 0,15 m starke Platten aus Granit, Basaltlava oder anderem wetterbeständigen Stein oder aus einer Ziegelvollschicht. Bei größerer Ausladung werden die Platten durch Konsolen unterstützt.

Die schrägen Flügel stehen entweder rechtwinklig zur Stirnfläche der Brücke, oder sie sind ein wenig (etwa $\frac{1}{5}$ bis $\frac{1}{4}$) gegen diese Öffnung geneigt oder sie sind geschweift.

Geschweifte Flügel sind dann zweckmäßig, wenn ein breiterer Weg auf der Brücke zusammengezogen wird, oder wenn neben dem Fluß eine Uferstraße geht, von wo aus der Verkehr beiderseits auf die Brücke geleitet werden soll. Die schrägen Flügel werden in der Regel etwas gegen die Widerlager zurückgesetzt, um die Gewölbentirn bis zum Kämpfer sichtbar zu lassen, oder bei Flußbrücken mit mehreren Öffnungen die

Reihe der Pfeilervorköpfe durch einen halben abschließen zu können. Die Abdeckung der schrägen Flügel kann in derselben Weise erfolgen, wie bei den geraden Flügeln.

§ 51. Querschnittsbestimmungen.

In den meisten Fällen wird zunächst die Stärke des Gewölbes und der Widerlager nach Erfahrungsregeln bestimmt, dann wird die Brücke im Längenschnitt gezeichnet und nunmehr ihre Standfähigkeit mittels Stütze untersucht.

1. Erfahrungsregeln.

a) Gewölbestärken. Bezeichnet d die Scheitelstärke des Gewölbes, s die Spannweite, f die Pfeilhöhe und r den Radius für den Gewölbescheitel, alles in Zentimeter, so kann d wie folgt bestimmt werden.

Bei Quadermauerwerk ist nach A. v. Raven:

$$d = a + \frac{s}{12} \left(0,3 + 0,04 \frac{s}{f} \right). \quad (135)$$

Bei Bruchsteinmauerwerk nach dem Hannoverschen Normalmaß,

wenn $f : s < 1 : 3$ ist,

$$d = 0,235 + \frac{s^2}{96 f}, \quad (136)$$

wenn $f : s \cong \frac{1}{3}$ ist,

$$d = 0,235 \frac{s}{32}. \quad (137)$$

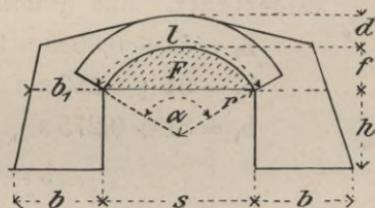


Fig. 154. Gewölbe- und Widerlagsstärken.

Bei Mauerwerk nach Rankine:

für einzelne Bogen

$$d = \sqrt{0,037 r}, \quad (138)$$

für Bogen in Reihen

$$d = \sqrt{0,052 r}. \quad (139)$$

Bei Backsteingewölben sind nach § 240 der Techn. Anweisung zum Bau und zur Unterhaltung der Kunststraßen in Hannover noch 12 cm der nach Formel 135 ermittelten Quaderstärke hinzuzufügen.

Nach § 239 der vorgenannten Anweisung ändert sich in Formel 135 der Wert für a mit der Spannweite s ; es ist etwa

für $s =$	3 m	4 m	5 m	6 m	7—10 m
„ $a =$	22	20	18	16	15

b) Widerlagsstärken. Diese beträgt nach dem Normalmaß der Hannoverschen Staatsbahnen (Fig. 154):

$$b = 31 + \frac{s(3s-f)}{8(s+f)} + \frac{h}{6}. \quad (140)$$

Für die Pfeilerverhältnisse $f:s = 1/2, 1/3$ und $1/4$ entstehen folgende einfachere Formeln, deren Ergebnisse für Brücken bis 10 m Spannweite in Tabelle 11 zusammengestellt sind.

Quadermauerwerk. Aus Formel 135 wird:

$$d = a + 0,0317 s \text{ beim Pfeilerverhältnis } 1/2 \quad (141)$$

$$d = a + 0,0360 s \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/3 \quad (142)$$

$$d = a + 0,0383 s \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/4 \quad (143)$$

Bruchsteinmauerwerk. Aus Formel 139 wird:

$$d = 0,161 \sqrt{s} \text{ beim Pfeilerverhältnis } 1/2 \quad (144)$$

$$d = 0,168 \sqrt{s} \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/3 \quad (145)$$

$$d = 0,180 \sqrt{s} \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/4 \quad (146)$$

Widerlager. Aus Formel 140 wird:

$$b_1 = 31 + 0,2083 s \text{ beim Pfeilerverhältnis } 1/2 \quad (147)$$

$$b_1 = 31 + 0,250 s \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/3 \quad (148)$$

$$b_1 = 31 + 0,275 s \quad \text{ " } \quad \text{ " } \quad 1/4 \quad (149)$$

$$b = b_1 + \frac{h}{6}. \quad (150)$$

Tabelle 11.

Zur Bestimmung der Gewölbe- und Widerlagsstärken von Brücken.

Spannweite in m	Quadergewölbe d in cm			Bruchsteingewölbe d in cm			Ziegelgewölbe d in Steinslängen			Widerlager b_1 in cm		
	f:s			f:s			f:s			f:s		
	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4	1/2	1/3	1/4
3,0	31	31	32	28	29	31	1 ¹ / ₂	2	2	94	106	114
4,0	33	34	35	32	34	36	2	2	2	114	131	141
5,0	34	36	37	36	38	40	2	2	2	135	156	169
6,0	35	38	39	39	41	44	2	2	2 ¹ / ₂	156	181	196
7,0	37	40	42	42	44	48	2	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	177	206	224
8,0	40	44	46	45	47	51	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	197	231	251
9,0	43	47	49	48	50	54	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	218	256	279
10,0	46	51	53	51	53	57	2 ¹ / ₂	2 ¹ / ₂	3	239	281	306

Beispiel. Ist (Fig. 154) $s = 8,0$ m, $f = 2,0$ m, $h = 3$ m, so wird $f:s = 1:4$ und nach der Tabelle:

für Quadern	$d = 46$ cm,
für Bruchsteine	$d = 51$ cm,
für Backsteine	$d = 2\frac{1}{2}$ Stein,
für die Widerlager	$b_1 = 251$ cm und
	$b = 251 + \frac{300}{6}$ rund 300 cm.

Zur Erleichterung der Berechnung dient auch folgende Tabelle.

Tabelle 12.
(Hierzu Fig. 154.)

f/s	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{8}$
r	0,5000 s	0,5417 s	0,6250 s	0,7250 s	0,8333 s	0,9465 s	1,0620 s
α	180°	134° 46'	106° 16'	87° 12'	73° 47'	63° 47'	56° 9'
l	3,142 r	2,352 r	1,855 r	1,522 r	1,287 r	1,113 r	0,980 r
l	1,571 s	1,274 s	1,159 s	1,104 s	1,073 s	1,054 s	1,041 s
F	0,3927 s ²	0,2409 s ²	0,1747 s ²	0,1376 s ²	0,1136 s ²	0,0968 s ²	0,0844 s ²

Beispiel. Es sei $s = 8,0$ m, $f = 1,6$ m und die Gewölbedicke $d = 0,5$ m. Wie groß sind r , α , l , der Kreisabschnitt F und der Querschnitt des Gewölbes F_1 ?

Es ist $\frac{f}{s} = \frac{1}{5}$, mithin nach der Tabelle:

$$r = 0,7250 \cdot 8,0 = 5,8 \text{ m,}$$

$$\alpha = 87^\circ 12',$$

$$l = 1,104 \cdot 8,0 = 1,522 \cdot 5,8 = 8,83 \text{ m,}$$

$$F = 0,1376 \cdot 8,0^2 = 8,80 \text{ qm.}$$

2. Untersuchung der Gewölbestärke.

Beim Gewölbe ist Gleichgewicht und Standfähigkeit vorhanden, wenn bei einseitiger Belastung die Stützlinie im inneren Drittel des Querschnitts bleibt und die auftretenden Materialspannungen das zulässige Maß nicht überschreiten. Beim einseitig belasteten Gewölbe schiebt sich der Scheitel der Stützlinie aus dem Scheitel des Gewölbes heraus und der Last entgegen. Die größte Verschiebung tritt ein, wenn die Spitze der beweglichen Last sich mit dem verschobenen Scheitel der Stützlinie in

einer Lotrechten befindet¹⁾. Für die Praxis genügt es, als ungünstigsten Belastungsfall eine Hälfte des Gewölbes voll belastet, die andere Hälfte unbelastet anzunehmen.

a) Das Einzeichnen der Stützlinie. Nachdem das Gewölbe wieder wie im § 49 in gleichbreite Streifen geteilt und die Belastungslinie gezogen worden ist, zeichnet man über die Belastungslinie der

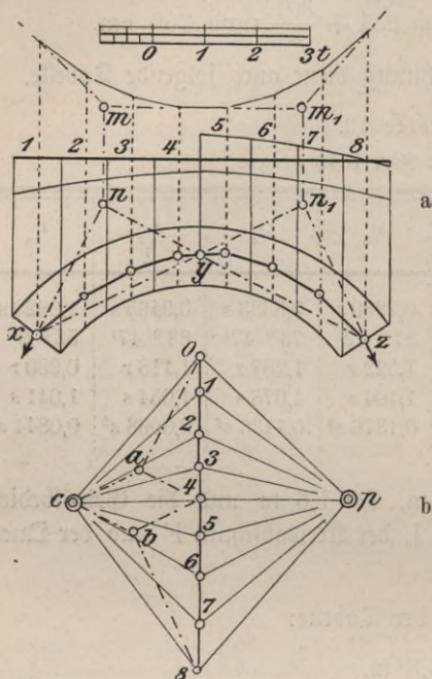


Fig. 155. Untersuchung der Gewölbefläche.

einen Mauerstrich von 0,25—3,0 m Höhe als gleichmäßig verteilte Nutzlast von 500—600 kg/qm. Dann zeichnet man wieder den Kräfteplan (Fig. 155 b) und das erste Seilpolygon mit den Schwerpunkten m und m_1 . Um nun die Stützlinie zu finden, welche durch die angenommenen Punkte $x y z$ (Fig. 155 a) geht, errichtet man in m_1 und m Lote, zieht dann xy bis n_1 und $n_1 z$, ferner zy bis n und $n x$. Dann zieht man $0 a \parallel x n$ und $4 a \parallel z n$, ferner $8 b \parallel z n_1$ und $4 b \parallel x n_1$, endlich $a c \parallel 4 b$ und $b c \parallel 4 a$, so erhält man in dem Schnittpunkt c den neuen Pol. Von c aus zieht man die Strahlen und verfährt wie im § 49. Die gefundene Stützlinie muß im

inneren Drittel des Gewölbequerschnitts — im Kern — bleiben.

b) Bestimmung der Materialspannungen. Will man die Spannungen im Gewölbe finden, so bestimmt man zunächst den Kräftemaßstab, indem man z. B. das Gewicht des Streifens 1 ermittelt und dieses Gewicht der Linie 0 1 (Fig. 155 b) gleichsetzt. Die Drücke ergeben sich aus den Strahlen des Kräfteplanes, sie werden dort mit dem Kräftemaßstab gemessen. Die Stützlinie zeigt die Richtung und den Angriffspunkt

¹⁾ Formeln für die Berechnung der Verschiebung (Exzentrizität) siehe Handbuch der Baukunde Abt. III, Heft 4, S. 260, und Schreiber, Tabellen zum Auftragen der Gewölbefußlinien nach Ordinaten, S. 14.

punkt des Drucks. Hat ein Druck P gegen die gedrückte Fläche einen Neigungswinkel α , so wird der in Rechnung zu stellende Normaldruck

$$P_1 = \sin \alpha P. \quad (151)$$

Die größte Spannung (Randspannung) ergibt sich aus Formel 9. Bei der Berechnung des Gewichts usw. wird stets ein Gewölbe von 1 m Länge angenommen.

Beispiel. Wird das Gewicht des Gewölbemauerwerks zu 2200 kg/cbm angenommen, so wiegt der in Fig. 155 a gezeichnete 1,0 m lange Gewölbestreifen Nr. 1 = 730 kg; diese sind in Fig. 155 b durch die 4,2 mm lange Linie 01 dargestellt, folglich ist $1 t = 6,0$ mm. Der Druck im Gewölbescheitel beträgt der Linie c 4 entsprechend 2750 kg. Die Linie 4 c ist etwa und $\alpha = 80^\circ$ gegen die rechtsseitige Fuge des Schlußsteins geneigt, folglich ist der in Frage kommende Druck

$$P_1 = \sin \alpha P = 0,9848 \cdot 2750 = 2700 \text{ kg.}$$

P_1 greift annähernd in der Mitte der 100 cm langen und 36 cm breiten Gewölbefuge an, folglich ist die Spannung nur

$$k = \frac{P_1}{F} = \frac{2700}{36 \cdot 100} = 0,75 \text{ kg/qcm.}$$

3. Untersuchung der Standfähigkeit der Pfeiler, Flügel und Stirnmauern.

Mittelpfeiler werden in der Weise untersucht, daß man eins der angrenzenden Gewölbe belastet, das andere unbelastet annimmt. In das belastete Gewölbe wird die Minimal-, in das unbelastete die Maximalstützlinie¹⁾ eingezeichnet (Fig. 155 c); die Mittelkraft R der Rämpferdrücke T und T_1 und des Pfeilergewichts G_0 muß durch das innere Drittel der Fundamentfuge gehen. Die weitere Berechnung erfolgt wie vorher.

Bei dem Landpfeiler untersucht man, ob die Mittelkraft R aus dem Rämpferdruck T und dem Eigen-

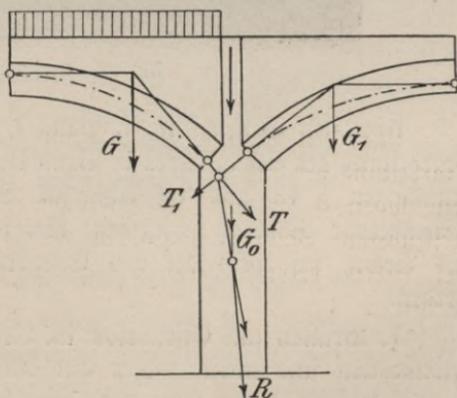


Fig. 155 c. Mittelpfeiler.

¹⁾ Bei der Maximalstützlinie liegt die Stützlinie im Scheitel an der unteren, an den Rämpferfugen an der oberen Kerngrenze; es wird y (Fig. 148) am kleinsten, mithin nach Formel (134) H am größten.

gewicht des Pfeilers durch das innere Drittel der Fundamentfuge geht, bestimmt für die Fundamentfuge Größe, Richtung und Angriffspunkt der Mittelkraft und berechnet die Randspannung nach den Formeln (9 u. 10).

Flügel und Stirnmauern werden wie Futtermauern nach den im Band I, § 94 gegebenen Regeln auf ihre Standicherheit untersucht.

D. Brücken aus Beton und Eisenbeton.

§ 52. Allgemeines.

Es zeigt Fig 156 eine gewölbte Brücke, welche von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Biebrich am Rhein ausgeführt worden ist.

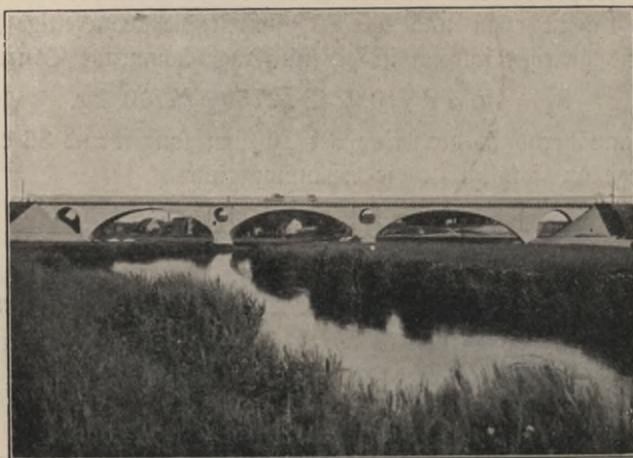


Fig. 156. Gewölbte Brücke.

Über den Baustoff ist in Band I, § 19, über die Gestaltung und Bearbeitung der Schaufflächen in Band II, § 38 und über die Berechnungsgrundlagen § 42 und im Abschnitt Statik und Festigkeitslehre unter „Eisenbeton“ Näheres angegeben; hier sollen die Vor- und Nachteile der aus Beton, besonders der aus Eisenbeton erbauten Brücken besprochen werden.

1. Brücken aus Eisenbeton im Vergleich mit Steinbrücken. Eisenbetonbrücken sind meist rascher und billiger herzustellen. Ihr Tragwerk ist viel leichter, daher kann die Spannweite größer, das Lehrgerüst, die Widerlager und Pfeiler können schwächer genommen werden, der Baugrund wird nicht so stark belastet. Schiefe Überbrückungen lassen sich aus Eisenbeton und auch aus Beton leichter herstellen als Steinbrücken mit ihrem schwierigen Fugenschnitt. Auskragende Seitenstege sind leichter

anzubringen. Die Wasserschöpfarbeiten in der Baugrube sind meist weniger umfangreich. Schließlich wird auch der aus einer zusammenhängenden Masse bestehende Beton und Eisenbeton weniger leicht durch die Strömung und durch schwimmende Gegenstände zerstört als das aus vielen Steinen zusammengesetzte Mauerwerk.

Diesen Vorteilen steht der Nachteil gegenüber, daß Brücken aus Eisenbeton eine besonders sorgfältige, genaue und sachgemäße Ausführung von geschulten Arbeitern erfordern. Ist das Eisengerippe einmal vom Beton eingehüllt, so bleiben die ausgeführten Fehler in der Anordnung der Eisenstäbe für immer dem Auge verborgen, eine nachträgliche Besichtigung ist dann nutzlos.

2. Brücken aus Eisenbeton im Vergleich mit Eisen- und Holzbrücken. Die Eisenbetonbrücken sind wetterbeständig und feuersicher, sie haben eine viel größere Lebensdauer und erfordern im Vergleich mit Eisen- und Holzbrücken nur ganz geringe Unterhaltungskosten, sie sind daher in den meisten Fällen auf die Dauer die billigsten. Weiterhin sind die Eisenbetonbrücken frei von Schwankungen und Geräusch. Alle ihre Teile sind auf das innigste miteinander verbunden, dadurch erhält die Brücke eine bedeutende Steifigkeit. Außerdem werden die Widerlager durch die einheitliche Fahrbanntafel gegeneinander verspreizt und können aus diesem Grunde meist geringere Abmessungen erhalten. Durch das größere Eigengewicht des Tragwerks besitzt dasselbe eine größere Trägheit, die Verkehrsstöße werden bedeutend abgeschwächt. Allerdings hat dieses größere Gewicht auch den Nachteil, daß es Pfeiler und Baugrund stärker belastet. Zu diesem Nachteil gesellt sich noch der, daß die Ausführung der Brücken aus Beton und Eisenbeton viel Holz zur Verschalung erfordert und auch nicht bei Frostwetter erfolgen kann. Schließlich ist noch zu bemerken, daß das Tragwerk einer Eisenbetonbrücke nicht wie das einer Eisen- oder Holzbrücke leicht ausgewechselt oder verstärkt werden kann.

§ 53. Bauweise der Balkenbrücken aus Eisenbeton.¹⁾

1. Die Fahrbahn. In der Regel erhält die Brücke dieselbe Fahrbahnbefestigung wie die anschließende Straßenstrecke. Für die Herstellung der Fahrbahn gelten die bei den „Brücken aus Eisen“ und im Abschnitt „Wegebau“ (Band I) gegebenen Regeln.

2. Das Tragwerk. Balkenbrücken aus Eisenbeton werden für Spannweiten von etwa 3—16 m angewandt. Für kleinere Spannweiten

¹⁾ Kersten, Brücken in Eisenbeton.

genügen in den meisten Fällen Platten, größere Weiten werden besser mit Trägern in Bogenform überspannt. Die Anordnung des Tragwerks aus Eisenbeton entspricht im wesentlichen dem der eisernen Brücken; es werden die Hauptträger von Widerlager zu Widerlager gelegt und durch ein festes Fahrbahngerippe steif miteinander verbunden. Je nach der Spannweite und der verfügbaren Konstruktionshöhe wird die Fahrbahntafel auf die Träger gelegt, oder versenkt. Zweckmäßig ist es, der Fahr-

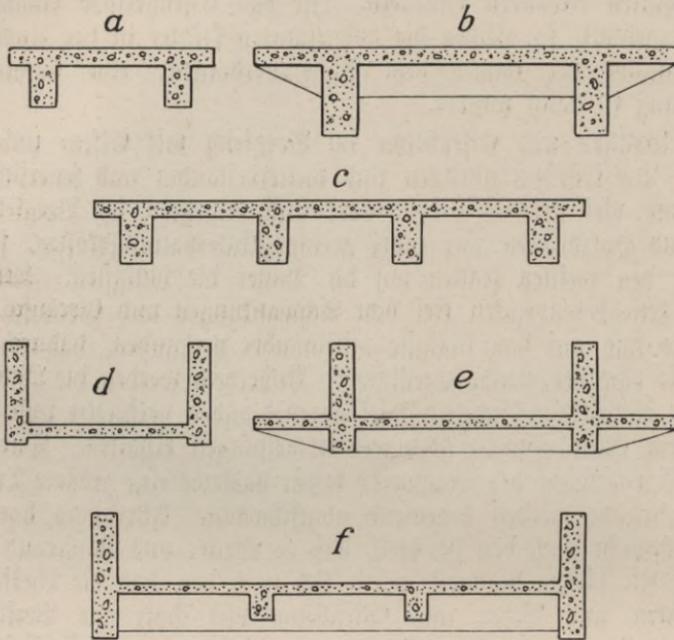


Fig 157. Grundformen des Tragwerks.

bahn eine leichte Wölbung (etwa 2 v. H.) in der Quer- und Längsrichtung zu geben, damit das durch die Fahrbahn eingesickerte Wasser allseits abfließen kann. Die Abdeckung der Brückentafel kann auf die in § 43 beschriebene Weise erfolgen. Die Grundformen der Träger sind in der Fig. 157 a—f dargestellt. Sind Spannweite und Breite der Brücke klein, so genügt eine Ausführung nach Fig. 157 a. Bei größerer Breite kann man die Fahrbahntafel durch Querträger, die auskragenden Seitenteile durch entsprechend angeordnete Rippen unterstützen (Fig. 157 b). Ist die Spannweite groß, die Konstruktionshöhe aber klein, so wird man oft statt der beiden hohen Balken mehrere Längsbalken von geringerer Höhe anwenden (Fig. 157 c). Besondere Querträger sind in diesem Falle

nicht erforderlich, weil die Spannweiten der einzelnen Plattenteile das zulässige Maß nicht überschreiten. Bei Brücken mit versenkter Jahrbahn können wieder bei geringer Bahnbreite zwei Träger mit zwischenliegender, bei größerer Brückenbreite zwei Hauptträger mit Querträgern verwendet werden (Fig. 157 d und e). Oftmals werden auch bei großer Spannweite, großer Breite und geringer Konstruktionshöhe zwei Hauptträger angeordnet, diese durch Querträger miteinander verbunden und dann wieder zwischen die Querträger kleine Längsträger gespannt (Fig. 157 f). Mitunter erhalten die Hauptträger der Brücken mit versenkter Bahn noch seitlich ausragende Fußsteige, deren Bahnen man durch entsprechende Rippen unterstützen kann.

Die Höhe der Tragbalken läßt sich durch kräftige Eiseneinlagen im Ober- und Untergurt vermindern. Die Gurtungen sind entweder gerade und parallel oder sie sind, den Biegemomenten entsprechend, in der Mitte des Balkens weiter voneinander entfernt als am Auflager. Die seitlichen Balken werden bei Straßenbrücken auch wohl als Brüstungen benutzt; sie dürfen aber keine solche Höhe erhalten, daß sie die Aussicht stören. Um die Rauhheit der glatten Betonfläche an den Trägern



Fig. 158. Brücke aus Eisenbeton.

zu vermeiden und um das Eigengewicht des Trägers möglichst zu vermindern, werden manchmal kräftige Ausparungen vorgenommen, die Trägerwand wird durchbrochen oder der Träger wird als Fachwerk ausgebildet. Das Eigengewicht läßt sich auch dadurch herabdrücken, daß man den Träger fest mit dem Widerlager verbindet, daß man ihn „einspannt“ oder ihn über mehrere Stützen hinwegführt (durchlaufender Träger).

3. Land- und Zwischenpfeiler. Diese werden aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton hergestellt. Bei Pfeilern aus Mauerwerk oder Beton werden die Eisenbetonbalken meist lose aufgelagert, bei Pfeilern aus Eisenbeton aber eingespannt. Beim frei aufliegenden Träger erfolgt die Übertragung der Brückenlast durch besondere quer zur Brückenachse liegende Auflagerträger aus Eisenbeton (Mauerlatten) oder bei geringen Spannweiten durch Einzelauflagerungen. Bei Einzelauflagerungen wird mitunter zwischen Träger und Pfeiler eine 2 cm starke schmiedeeiserne Platte, oder auf einen etwas gewölbten Auflagerquader aus Beton eine Bleiplatte gelegt, auf der der Träger ruht. Beim eingespannten Träger werden die Landpfeiler wie Winkelstützwände gestaltet, bei denen das

Gewicht der Hinterfüllungserde auf der Grundplatte des Pfeilers ruht und den Pfeiler am Kippen hindert. Durch kräftige Rippen wird die Grundplatte mit der Lotrechten Pfeilerwand fest verbunden (Fig. 159). Auch in gemauerte oder aus Beton hergestellte Pfeiler kann der Träger eingespannt werden, wenn diese Pfeiler genügende Standfähigkeit besitzen und der Träger durch tief in den Pfeiler eingreifende Anker genügend befestigt wird.

Die Zwischenpfeiler müssen so stark und so gestaltet sein, daß sie die zu übernehmende Brückenlast sicher tragen und durch ihren Fuß auf eine genügend große Fläche des Baugrundes übertragen können.

§ 54. Statische Berechnung einer Balkenbrücke aus Eisenbeton.

Die in Fig. 159 gezeichnete Eisenbetonbrücke von 5,2 m Stützweite und 4,70 m Fahrbahnbreite ist statisch zu berechnen. Als Belastung dient

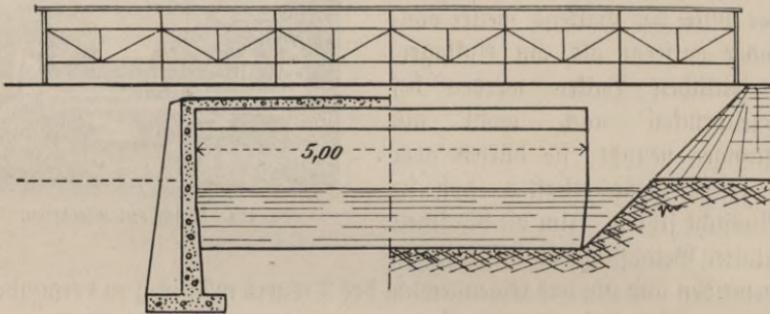


Fig. 159. Balkenbrücke aus Eisenbeton.

ein vierräderiger Wagen mit 4000 kg Raddruck und 3,5 m Achsstand.

Die zulässige Spannung soll für Eisen 1000 kg, für Beton 40 kg/qem betragen.

Die Tragkonstruktion hat Plattenbalken von dem in Fig. 159 a dargestellten Querschnitt.

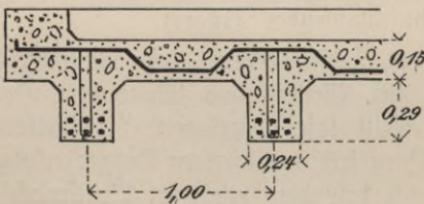


Fig. 159 a. Querschnitt von Fig. 159.

a) Berechnung der Platten.

Bewehrung auf 1 m

Plattenlänge = 11 Rundeseisen von 10 mm Stärke mit $f_e = 8,7$ qem.

Eigengewicht für 1 m Länge:

$$\text{Schotter} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,25 \cdot 2000 = 500 \text{ kg,}$$

$$\text{Platte} = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 0,15 \cdot 2400 = 360 \text{ "}$$

$$\underline{Q = 860 \text{ kg.}}$$

Es ist nach dem Ministerialerlaß vom 11. April 1908:
das Biegemoment der Eigenlast

$$M_1 = \frac{Ql}{10} = \frac{860 \cdot 100}{10} = 8600 \text{ cm/kg,}$$

das Biegemoment der Verkehrslast

$$M_2 = \frac{Pl}{5} = \frac{4000 \cdot 100}{5} = 80000 \text{ "}$$

$$M = M_1 + M_2 = 88600 \text{ cm/kg.}$$

Nach Formel (284) ist

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nf_e}} - 1 \right] \quad (152)$$

$$x = \frac{15 \cdot 8,7}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 12}{15 \cdot 8,7}} - 1 \right] = 4,5 \text{ cm.}$$

Die Betonspannung beträgt nach Formel (286)

$$k_b = \frac{2M}{b \cdot x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (153)$$

$$k_b = \frac{2 \cdot 88600}{100 \cdot 4,5 \left(15 - 3 - \frac{4,5}{3} \right)} = 37,5 \text{ kg/qcm,}$$

und die Eisenspannung nach Formel (287):

$$k_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (154)$$

$$k_e = \frac{88600}{8,7 \left(15 - 3 - \frac{4,5}{3} \right)} = 970 \text{ kg/qcm.}$$

b) Berechnung des Plattenbalkens.

Bewehrung mit 6 Quadrateisen von $f_e = 6 \cdot 2,2 \cdot 2,2 = 29$ qcm
Querschnitt.

Eigengewicht:

$$\text{Schotter} = 1,00 \cdot 5,20 \cdot 0,25 \cdot 2000 = 2600 \text{ kg,}$$

$$\text{Plattenbalken} = (1,00 \cdot 0,15 + 0,24 \cdot 0,29) \cdot 5,20 \cdot 2400 = 2740 \text{ "}$$

$$Q = 5340 \text{ kg.}$$

Es beträgt das Biegemoment der Eigenlast:

$$M_1 = \frac{5340 \cdot 500}{8} = 333750 \text{ cm/kg}$$

und das der Verkehrslast:

$$M_2 = \frac{4000 \cdot 500}{4} = 520000 \text{ "}$$

$$M = M_1 + M_2 = 853750 \text{ cm/kg.}$$

Nach Formel (284) ist

$$x = \frac{15 \cdot 29}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 38}{15 \cdot 29}} - 1 \right] = 14 \text{ cm.}$$

Die Spannung in Beton beträgt nach Formel (286):

$$k_b = \frac{2 \cdot 853750}{100 \cdot 14 \left(38 - \frac{14}{3}\right)} \text{ rund } 37 \text{ kg/qcm}$$

und die Spannung in Eisen nach Formel (287)

$$k_e = \frac{853750}{29 \cdot \left(38 - \frac{14}{3}\right)} = 884 \text{ kg/qcm.}$$

Weil die Nulllinie mit der Unterkante der Platte annähernd zusammenfällt und die größte Schubkraft in der Nulllinie wirkt, so ist die Breite $b_1 = 24$ cm in Rechnung zu stellen. Die größte Querkraft ergibt sich, wenn 1 Wagenrad am Auflager, das zweite auf der Brücke (also $5,20 - 0,10 - 3,50 = 1,60$ m von dem Lager entfernt) steht. Alsdann ist

$$V = \frac{Q}{2} + P + P \cdot \frac{1,60}{5,10},$$

$$V = 0,5 Q + 1,31 P,$$

$$V = 0,5 \cdot 5340 + 1,31 \cdot 4000 = 7910 \text{ kg.}$$

Die Schubspannung beträgt nach Formel (317)

$$k_0 = \frac{V}{b \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}, \quad (155)$$

$$k_0 = \frac{7910}{24 \left(38 - \frac{14}{3}\right)} = 9,9 \text{ kg/qcm.}$$

Weil nach den Bestimmungen aber nur 4,5 kg/qcm zulässig sind, so müssen zur Aufnahme der Schubkräfte Bügel angebracht oder die Tragstäbe in der Nähe des Lagers zum Teil aufwärts gebogen werden.

Die Haftspannung ist nach Formel (319):

$$k_1 = \frac{b k_0}{U}, \quad (156)$$

wenn U den Umfang sämtlicher Tragstäbe bezeichnet:

$$k_1 = \frac{24 \cdot 9,9}{6 \cdot 4 \cdot 2,2} = 4,5 \text{ kg/qcm.}$$

Bemerkung. Beachtet man bei der Berechnung der Biegemomente die Verteilung des Raddruckes durch die Schotterdecke, wie dieses bei der Berechnung des Durchlasses aus Eisenbeton (§ 47) geschehen ist, so werden die Momente M_2 für Platte und Plattenbalken kleiner.

§ 55. Bauweise der Bogenbrücken aus Eisenbeton.

1. Gewölbe oder Bogenträger. Die Gewölbe aus Eisenbeton kann man vergleichen mit den auf zwei Stützen ruhenden Tragwerken der Platten- und Balkenbrücken. Beim Gewölbe ist das Tragwerk nach oben gebogen oder gewölbt. Fast alle Formen der vollen Platten und Balken kommen auch beim Gewölbe vor. Man hat Platten mit Trag- und Verteilungsstäben (Monierplatten) und solche mit eingebetteten Walzträgern, man hat dementsprechend auch Gewölbe mit „schlaffer Bewehrung“ und solche mit „steifen Einlagen“. Es gibt Tragwerke mit Plattenbalken und Gewölbe mit Bogenrippen. Die Rippen können sowohl beim Balken wie beim Gewölbe überall die gleiche oder eine zu- und abnehmende Höhe haben; sie können unter und auch über der Platte liegen. Man baut Tragwerke mit Haupt- und Nebenträgern nicht nur bei den Balken-, sondern auch bei den Bogenbrücken. Beide Brückenarten können hochliegende und auch versenkte Bahnhöfe haben; sie können beide mit seitlich ausragenden Fußstegen versehen werden usw.

Die Gewölbe aus Eisenbeton erhalten meist ein Pfeilerverhältnis $f : s = 1 : 5$ bis $1 : 10$ und eine Stärke im Scheitel $d = 0,01 s$ bis $0,007 s$, wenn s die Spannweite bedeutet. Nach dem Widerlager hin nimmt die Stärke derart zu, daß die Vertikalprojektion der radialen Fugen mindestens $= d$ ist. Die günstigste Form hat das „Stüchliniengewölbe“, ein Gewölbe, dessen Mittellinie mit der Eigengewichts-Stüchlinie zusammenfällt.

Nur bei sehr geringer Spannweite genügt eine Bewehrung in der Leibungszone; bei mittleren und größeren Spannweiten müssen sowohl an der Leibung als an dem Rücken Eisen eingebettet werden. Mindestens muß die obere Einlage vom Kämpfer bis zu $\frac{1}{4}$ der Spannweite reichen, weil durch eine einseitige Belastung das Gewölbe an dieser Stelle gehoben, somit sein Rücken Zugspannungen ausgesetzt werden kann.

2. Widerlager. Diese müssen vollkommen standsicher und dabei so tief gegründet sein, daß ein Unterspülen ausgeschlossen ist. In der Regel genügt ein kräftiger Beton- oder Mauerwerksblock, auf dem das Gewölbe mit verbreitertem Fuße aufgesetzt wird (Fig. 160). Bei felsigem Baugrund erhält die Brücke verlorene Widerlager, es wird das Gewölbe bis in den Baugrund durchgeführt und dort entsprechend verbreitert. Auch Winkelstützwände werden als Widerlager benutzt; ihr breit ausgebildeter

Fuß wird durch das Eigengewicht der darauf ruhenden Erdmasse belastet und dadurch fest auf den Baugrund gedrückt. Stützende Rippen müssen in genügendem Maße vorhanden sein. Bei dem in Fig. 161 dargestellten zweiteiligen Widerlager, Bauweise Möller, wird die wagerechte Seitenkraft des Kämpferdruckes zum Teil von einem plattenförmigen Mauer-

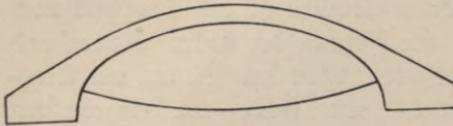


Fig. 160. Verlorene Widerlager.

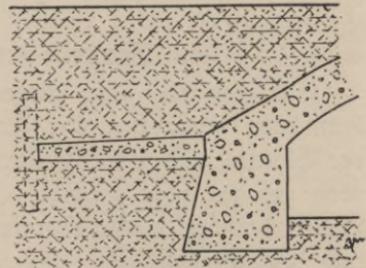


Fig. 161. Zweiseitige Widerlager.

werkkörper aufgenommen, der durch sein Eigengewicht und die aufgelagerte Erde belastet, festliegt, bei sehr bedeutendem Horizontalschub auch noch durch eine lotrechte Platte versteift werden kann.

3. Sparöffnungen. Wie bei den Brücken aus Stein, so werden auch bei kleineren Eisenbetonbrücken auf beiden Seiten des Gewölbes

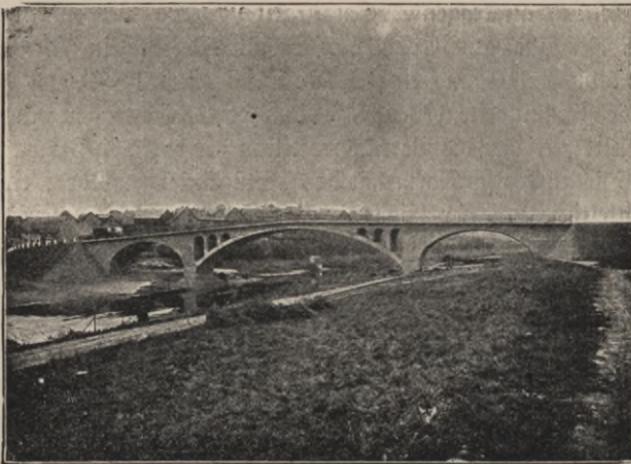


Fig. 162. Brücke mit Sparöffnungen.

Stirnmauern aus Stein, Beton oder Eisenbeton hergestellt, zwischen denen sich die übliche Verfüllung und darüber die eigentliche Fahrbahn befindet. Nach den Kämpfern hin müssen die Stirnen, der zunehmenden Füllungsmaße entsprechend, kräftiger gebaut werden. Bei größerer Spann-

weite wird die tote Last recht beträchtlich. Man kann dann Sparöffnungen anbringen, deren Bauweise ohne weiteres aus der in Fig. 162 dargestellten, von der Firma Dyckerhoff & Widmann in Wiebrich a. Rh. ausgeführten Brücke zu ersehen ist. Das Gewölbe der Hauptdurchflußöffnung hat bei dieser Brücke 3 Gelenke, 5,6 m Breite, 37,1 m Spannweite und 5,8 m Pfeilhöhe.

4. Einzelbogen mit angehängter Fahrbahntafel. Bei diesen wird die Fahrbahn durch Hängefäulen an zwei beiderseits angeordneten Bogenträgern befestigt. Je nach Erfordernis kann der Horizontalschub ganz oder teilweise durch die Zugstangen der Fahrbahntafel aufgenommen werden. Die Brücken finden Anwendung bei großen Spannweiten und beschränkter Konstruktionshöhe.

§ 56. Statische Berechnung der Bogenbrücken aus Eisenbeton.

Die Berechnung kann in der Weise erfolgen, daß man zunächst wie beim gewöhnlichen Steingewölbe (§ 51) die Stützlinie für das einseitig belastete Gewölbe sucht, dann auf dieselbe Weise wie beim Steingewölbe die auftretenden Randspannungen ermittelt und aus diesen die Spannungen im Eisen und Beton nach den Formeln 280—283 feststellt oder wie in dem nachfolgenden Zahlenbeispiel gezeigt wird. Ist die Verkehrslast verhältnismäßig klein, so kann man die Stützlinie durch die Mitten der Scheitel- und Rämpferfugen führen. Für genauere Berechnungen wird man die Stützlinie aus den Fugenmitten herausrücken

im Scheitel um

$$c = \frac{5}{16} \cdot \frac{d^2}{f}, \quad (157)$$

in dem belasteten Rämpfer um

$$e_1 = \cos \varphi \left[2e + \frac{1}{8} \cdot \frac{pf}{z + 0,14f} \right], \quad (158)$$

in dem unbelasteten Rämpfer um

$$e_2 = \cos \varphi \left[2e - \frac{1}{8} \cdot \frac{pf}{z + 0,14f} \right]. \quad (159)$$

In diesen Formeln bezeichnet

d die Gewölbestärke im Scheitel in m,

d_1 die Gewölbestärke im Rämpfer in m,

f die Pfeilhöhe der Bogenmittellinie in m,

φ den Neigungswinkel der Stützlinientangente am Rämpfer gegen die Wagerechte,

p die auf γ (Gewölbegegewicht in kg/cbm) bezogene Höhe der größten Verkehrslast in m,

z die auf γ bezogene Höhe der Überschüttung der Übermauerung.

Man kann setzen

$$\cos \varphi = \frac{d}{d_1}, \quad (160)$$

solange dieser Wert $\geq 0,5$ ist.¹⁾

Zahlenbeispiel. Es sind die Abmessungen der Eiseneinlage im Scheitel eines Eisenbetongewölbes von 20 cm Scheitelstärke zu berechnen. Die Untersuchung des Gewölbes mittels Stützklinie hat ergeben, daß der Horizontalschub 360 kg für 1 cm Gewölbelänge beträgt und der Durchgangspunkt der Stützklinie im Scheitel 5 cm von der Fugenmitte nach oben zu entfernt liegt ($e = 5$ cm).

Nach Formel 256 ist bei einem unbewehrten Betongewölbe die Druckspannung im Gewölberücken

$$k_d = \frac{P}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \frac{360}{20} \left(1 + \frac{6 \cdot 5}{20} \right) = 45 \text{ kg/qcm}$$

und die Spannung in der Leibung

$$k_z = \frac{P}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \frac{360}{20} \left(1 - \frac{6 \cdot 5}{20} \right) = -9 \text{ kg/qcm.}$$

Es tritt in der Leibung negativer Druck, das ist Zug, auf. Die gesamte Zugkraft z , welche in der Scheitelfuge auftritt und vom Eisen aufzunehmen ist, kann man bestimmen nach der Formel²⁾

$$z = 0,5 \cdot b \cdot \frac{k_d^2}{k_d + k_z}$$

$$z = 0,5 \cdot 20 \cdot \frac{9^2}{45 + 9} = 15 \text{ kg}$$

auf 1 cm Gewölbelänge oder auf 1 m Länge = 1500 kg.

Wählt man die Spannung in Eisen der größeren Sicherheit wegen zu nur 600 kg/qcm, so wird der Eisenquerschnitt

$$f_e = \frac{1500}{600} = 2,5 \text{ qcm}$$

und die Anzahl der Stäbe, wenn Rundeseisen mit 1 cm Durchmesser verwendet werden,

$$2,5 = x \frac{1,0^2 \pi}{4},$$

$$x = \frac{2,5 \cdot 4}{1,0^2 \cdot 3,14} \text{ rund } 4 \text{ Stück für 1 m Gewölbelänge.}$$

¹⁾ Hütte, 20. Aufl., III. Teil, Statik der Baukonstruktionen, Gewölbe.

²⁾ Nach Ing. Weder, Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1907, S. 5.

Diese Berechnungsart liefert nur annähernd richtige Ergebnisse. Die Spannungen, welche in einem Eisenbetongewölbe auftreten, theoretisch genau festzustellen, ist bis jetzt trotz eingehender Untersuchungen nicht gelungen. Nach den Formeln 280—283 lassen sich die Spannungen auch nicht genau ermitteln; weil außerdem die Benutzung dieser Formeln unbequem ist, so erfolgte die Ausrechnung der Spannungen nach einem einfacheren, von Ingenieur Weder in der Wasser- und Wegebau-Zeitschrift 1907, S. 5, bekannt gegebenen Annäherungs-Verfahren.

E. Holzbrücken.¹⁾

Die Holzbrücken verlieren immer mehr an Bedeutung; sie werden durch eiserne Brücken, besonders aber durch Ausführungen in Beton oder Eisenbeton mehr und mehr verdrängt; sie sollen deshalb nur kurz behandelt werden.

Beim Bau der Holzbrücken ist besonders darauf zu achten, daß das mit dem Wasser in Berührung gekommene Holz wieder rasch austrocknen kann, weil es sonst fault. Die Fugen müssen entweder weit sein, daß die Luft das etwa eingedrungene Wasser wieder aufsaugen kann, oder vollständig dicht schließen. Eine Fugenweite, bei der das Wasser durch Haarröhrchenanziehung festgehalten wird, ist schädlich. Alle Wasserfäcke und fallende Fugen sind möglichst zu vermeiden, können sie aber nicht umgangen werden, so ist durch Bohrlöcher oder dergleichen dafür zu sorgen, daß das eingedrungene Wasser wieder abfließen kann.

§ 57. Fahrbahn und Geländer.

1. Bohlenbelag. Die Fahrbahn erhält im einfachsten Falle bei sehr schwachem Verkehr einen einfachen Belag aus 10—14 cm starken Querbohlen, oder bei stark befahrenen Brücken zwei Querbohlen, wovon nur die 9—14 cm starke untere als tragend anzusehen ist, während die 4—6 cm starke obere, bevor sie ganz durchfahren ist, ausgewechselt wird. Manchmal läßt man die obere Bohle nur die Breite des Fahrbahnweges annehmen. Dann treten einzelne Bohlen etwa 10 cm vor, damit Wagen, die mit einem oder zwei Rädern auf den Fußweg geraten sind, wieder nach der Mitte zurückgelenkt werden können. Zu Fahrbahnbohlen eignet sich besonders Eichenholz, ferner Lärchen- und Kiefernholz und bei starkem Verkehr auch Buchenholz.

2. Zoresisenbelag. Ein Belag aus Eisen hat zwar eine wesentlich größere Dauer als ein Holzbelag, aber trotzdem findet man ihn selten;

¹⁾ Winkler, Dr., Hölzerne Balkenbrücken, und Heinzerling, Dr., Hölzerne Brücken.

er ist in der Neubeschaffung teurer, auch läßt sich bei einem Belag aus Zoresisen ein Brückenbalken nicht so leicht auswechseln als bei Bohlen.

3. Eisenbetonplatten. Sehr zweckmäßig ist die dem Landesbauinspektor Schiller in Krotoschin gezeigliche geschützte Ausführung. Die durchschnittlich 1,0 m langen und 0,5 m breiten Platten sind aus Zementbeton im Mischungsverhältnis 1 : 4 hergestellt und mit 4—5 Rundeiseneinlagen bewehrt; sie haben in allen vier Seitenflächen Wulst und Rille, mit denen sie in die Nachbarplatte eingreifen. An den Auflagerflächen sind Aussparungen angebracht, damit die Luft den Holzbalken umspülen kann. Die Befestigung der Platten mit dem Träger geschieht durch Eisen-schlaufen und Hakennägel. Unter sich werden sie durch Schrauben, welche durch entsprechende Löcher in der Platte gezogen werden, miteinander verbunden. Vor dem Zusammenlegen werden die Seitenflächen der Platten mit Teer bestrichen, um ein Durchsickern des Oberflächenwassers zu verhüten.¹⁾

4. Schotter und Kleinpflaster. Zoresisen und Eisenbetonplatten, manchmal auch der Bohlenbelag, werden mit einer Decke aus Kleinschlag oder Kleinpflaster versehen, seltener kommt Holzpflaster in Anwendung. Über die Ausführung der Schotterbahn und des Kleinpflasters ist im Abschnitt „Wegebau“ im Band I Näheres angegeben.

5. Entwässerung. Bei der Entwässerung ist einmal darauf zu achten, daß das Wasser möglichst rasch abfließt, damit eine trockene Bahn entsteht und wenig Wasser in das Innere dringt, zum anderen soll das Wasser von den Bauteilen möglichst fern gehalten werden.

Der Bohlenbelag ist zweckmäßig so anzuordnen, daß er nach beiden Seiten ein Gefälle erhält (Fig. 163). Über ihn werden demnächst die Asphaltplatten a in gutem Verbande und so angelegt, daß die Traufkanten derselben über die Hirnenden des Bohlenbelags herabreichen, jedoch dürfen dieselben nicht durch die Asphaltplatten selbst hergestellt werden, sondern es muß dazu Steinpappe, eventuell starkes Zinkblech verwendet werden. — Über den Asphaltplatten liegt die eigentliche Fahrbahn, welche entweder wiederum aus Holz oder aus einem Steinpflaster oder aus Chausfierung besteht. Wie dieselbe auch angeordnet sein mag: immerhin ist es gut, zunächst über die Asphaltplatten eine Sandlage von mindestens 1,5 cm Stärke aufzubringen.²⁾

6. Geländer. Die Geländer der hölzernen Brücken werden meist aus Holz, zuweilen auch aus Eisen oder aus Eisen und Holz hergestellt.

¹⁾ Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1909, S. 13.

²⁾ Nach Büsscher & Hoffmann.

Holzgeländer bestehen aus den Pfosten, welche die Verbindung mit den Trägern herstellen, aus der Brustlehne oder dem Brustriegel als oberen Abschluß, und aus der Geländerfüllung zur Herstellung einer genügend dichten Vergitterung.

Die Geländerpfosten müssen mit dem Tragwerk fest verbunden werden, weil hiervon die Sicherheit des Geländers wesentlich abhängt. Man verzapft die Pfosten entweder in die Saumschwellen oder man befestigt sie seitlich am Träger durch Schrauben. Meistens läßt man einzelne Bohlen oder Querbalken über den Ortbalken hinausreichen und stützt gegen diese die Pfosten durch Strebebänder oder Fußbögen. Auch gußeiserne Eckstücke können in Anwendung kommen, welche das Geländer nicht nur stützen, sondern demselben auch einen gewissen Schmuck verleihen.

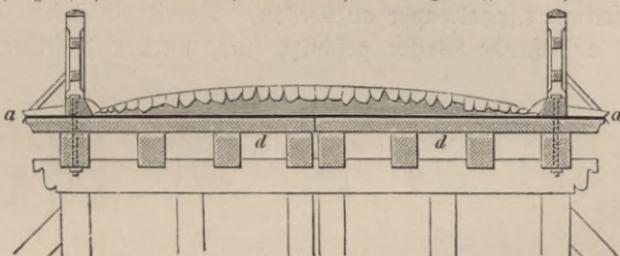


Fig. 163. Abdeckung einer Holzbrücke.

Der Brustriegel, der die Breite der Pfosten erhalten kann, wird mit den Pfosten verzapft. Die oberen Kanten werden abgeschrägt oder es wird die ganze obere Fläche abgerundet. Unten erhält der Riegel auch ein reiches ausgestaltetes Profil.

Die Geländerfüllung besteht in der Regel aus einem oder zwei quadratischen, hochkant gelegten, wagerechten Stäben oder aus Andreaskreuzen, von denen man zwischen zwei Pfosten ein oder zwei anbringt.

§ 58. Tragwerk und Stützen.

1. Tragwerk.

a) Der einfache Balken. Die Balken, zu welchen Eiche, Lärche, Kiefer oder Fichte verwendet werden können, erhalten meist einen rechteckigen Querschnitt (Fig. 164 a). Bei Brücken aber, bei denen es auf ein schönes Aussehen nicht ankommt, kann man auch unbeschlagene Stämme in Anwendung bringen. Oben muß natürlich zur Auflage der Bohlen eine ebene Fläche vorhanden sein (Fig. 164 b); zuweilen beschlägt man die Stämme auch unten (Fig. 164 c). Es empfiehlt sich, die Brückenträger als die wesentlichsten Bauteile durch einen zweimaligen Anstrich mit Holzteer, Karbolinum oder Ölfarbe gegen die Einwirkungen der

Feuchtigkeit und somit gegen Fäulnis zu schützen. Die Auflagerstellen der Querschwellen, als in dieser Beziehung am meisten bedrohte Punkte, verwahrt man mitunter noch besonders durch eine Zwischenlage von Asphaltpappe. Wenn der Bohlenbelag, wie dieses bei Wegebrücken meistens der Fall ist, unmittelbar von den Brückenbalken getragen wird, so empfiehlt sich die Anwendung der sogenannten Luftklötzchen *a a* (Fig. 164 f) in Verbindung mit der Schutzbohle *b*. Die Luftklötzchen sollen bewirken, daß die Luft über die obere Fläche des Balkens hinwegstreicht und dadurch das Verdunsten der sich etwa niederschlagenden Feuchtigkeit fördert, wogegen die mit oberer Abschrägung und Wassernasen zu versehenen Schutzbohlen das durch die Fahrbahn sickende Wasser abhalten. Büßcher & Hoffmann schlagen vor, die Balken durch eigens dazu angefertigte Asphaltpappe abzudecken. Damit die Seiten der Träger gegen das abfließende Wasser geschützt sind, werden dieselben mit drei-



Fig. 164. Träger.

kantigen Leisten versehen (Fig. 164 d), über welche die Pappstreifen fortgreifen, und auf welche sie genagelt werden, so daß eine weitabstehende Traufe gebildet wird. Mitunter wird auch der Balken mit einer Verdachung nach Fig. 164 e versehen.

Die Balken erhalten eine mittlere Entfernung von 0,6—1,0 m. Die beiden mittleren legt man jedoch zuweilen ziemlich nahe aneinander, um bei Ausbesserungen der einen Brückenhälfte die andere dem Verkehr offen halten zu können (Fig. 163).

Auflager auf den Endpfeilern. Bei hölzernen Endjochen werden die Balken auf die Fochholme gelegt; bei steinernen Endpfeilern auf eine Mauer Schwelle oder Mauerlatte. Fochholm oder Mauerlatte und Balken werden miteinander verkämmt, um ein Verschieben zu verhindern. Das Wasser ist auch von der Mauerlatte gut abzuhalten; man schrägt deshalb die obere Fläche der Mauer ab und läßt die Mauerlatte nur an einzelnen Stellen auf erhöhten Steinen ruhen. Die Trägerenden dürfen nicht mit dem feuchten Erdreich in Berührung kommen; sie müssen aber für die Luft zugänglich bleiben. Häufig stellt man zwischen Balken und Erdschüttung Bohlen, die dann in der Regel mit groben Steinen hinterpactt werden, um auch von ihnen die Feuchtigkeit möglichst

fern zu halten. Bei breiter Mauerkrone wird vor den Balkenköpfen eine Mauer hochgeführt.

Auflager auf den Mittelpfeilern. Bei massiven Mittelpfeilern ordnet man am besten zwei Mauerlatten an, um die freie Spannweite möglichst abzukürzen. Wenn über dem Pfeiler zwei Balken zusammenreffen, so kann man sie, wenn zwei Mauerlatten oder Jochholme vorhanden sind, stumpf zusammenstoßen und, wenn nur ein Jochholm vorhanden ist, nebeneinanderlegen oder zusammenschiften. Durch das Nebeneinanderlegen oder Schiften findet jedoch eine unregelmäßige Verteilung der Balken statt. Die beste Verbindung der Balken auf einem Jochholm ist die mit Sattelholz.

b) **Durch Sattelhölzer verstärkte Balken.** Sattelhölzer sind zur besseren Auflagerung und Verstärkung der Balken bestimmt, indem sie die freie Länge der Balken verringern und somit die Biegung derselben erschweren. Ihre Stärke ist gewöhnlich gleich derjenigen der Tragbalken, und ihre Verbindung mit letzteren geschieht am häufigsten durch Verdübelung und Verschraubung. Die halbe Länge des Sattelholzes beträgt rund $\frac{1}{9}$ der Spannweite. An den Endauflagern haben Sattelhölzer nur dann Zweck, wenn ihre hinteren Enden verankert, oder wenn sie durch Kopfbänder gestützt sind.

c) **Durch Kopfbänder verstärkte Balken.** Die Kopfbänder (Bügen) sind zur Unterstützung der Tragbalken oder der Sattelhölzer an den Auflagern bestimmt. Der zweckmäßigste Neigungswinkel beträgt 45° ; hierdurch sowie durch die vom höchsten Wasserstande abhängige Konstruktionshöhe wird häufig ihre Länge bestimmt. Ihre Verbindung geschieht durch Verfassung mit Zapfen oder durch Gußschuhe.

d) **Träger für größere Spannweiten** sind verdübelte und verzahnte Träger, Klöbelträger, Fachwerkträger, Hänge-, Spreng- und Tragwerke, über die in Band I, Abschnitt „Bauelemente“ Näheres angegeben ist.

2. Stützen oder Joche.

a) **Eingerammte Joche** (Fig. 165). Einfache, aus einer Pfahlreihe bestehende Zwischenjoche sind nur für geringe Höhen anwendbar. Die Pfähle werden auf eine genügende Tiefe eingerammt und durch einen übergelegten Holm, in welchen sie mit Zapfen greifen, verbunden. Mehrfache Joche bestehen je nach der aufzunehmenden Last aus 2—4 Pfahlreihen. Die Pfähle werden, soweit sie sichtbar sind, meist beschlagen und zwischen Hoch- und Niedrigwasserhöhe zum Schutze gegen Eisgang mit Flechtwerk oder Bohlen verkleidet.

Es ist besser, statt der durchgehenden Pfähle besondere Grundpfähle einzurammen, diese mit Holmen zu versehen und auf die Holme das Joch zu befestigen.

b) Joche mit Steinsockel (Fig. 166). Für Brückenpfeiler, welche meist im Trockenen stehen, verdienen die Joche mit gemauertem Stein-

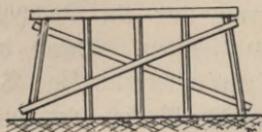


Fig. 165. Joch.

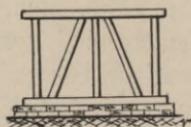


Fig. 166. Joch.

sockel gegenüber den Pfahljochen insofern den Vorzug, als die in der Erde steckenden Pfahlenden der letzteren dem Verfaulen ausgesetzt sind. Auf dem gemauerten Sockel wird zunächst eine Längschwelle gestreckt, in welche die Ständer und Streben mittels Zapfen greifen. Die Absteifung des Joches in seitlicher Richtung wird durch Streben oder Zangen hergestellt.

§ 59. Statische Berechnung einer hölzernen Brücke.

Es soll die in Fig. 167 dargestellte Holzbrücke von 5,00 m Lichtweite und 4,00 m Fahrbahnbreite berechnet werden. Als Belastung wird ein vierräderiger Wagen mit 1800 kg Raddruck angenommen; die zulässige Spannung des (Kiefern-) Holzes ist $k = 75 \text{ kg/qcm}$.

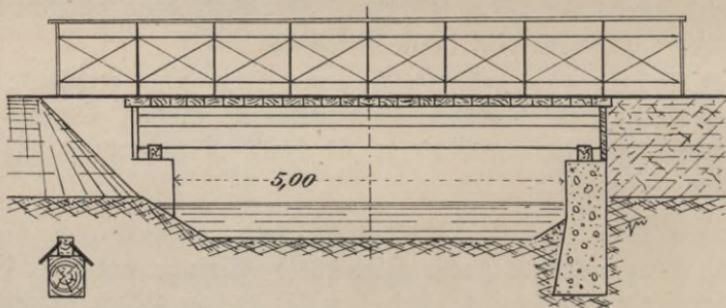


Fig. 167. Holzbrücke.

1. Bohlenbelag. Wird die Breite der Balken zu 0,20 m angenommen, so ist die Entfernung von Mitte bis Mitte Balken

$$b = \frac{400 - 20}{5} = 76 \text{ cm.}$$

Das erforderliche Widerstandsmoment ist

$$W = \frac{P_1}{4k} = \frac{1800 \cdot 76}{4 \cdot 75} = 456 \text{ cm}^3.$$

Dem genügt eine Bohle von 25 cm Breite und 11 cm Stärke mit

$$W = \frac{25 \cdot 11^2}{6} = 504 \text{ cm}^3.$$

2. Träger. Die Stützweite l kann man bestimmen nach der Formel

$$l = 20 + 1,05 l_1, \quad (161)$$

wenn die Lichtweite l_1 in cm eingesetzt wird. Demnach

$$l = 20 + 1,05 \cdot 500 = 545 \text{ cm}.$$

Das Eigengewicht beträgt:

$$\text{Bohlenbelag } 0,11 \cdot 0,76 \cdot 5,45 \cdot 900 = 410 \text{ kg},$$

$$\text{Träger } 0,24 \cdot 0,32 \cdot 5,45 \cdot 900 = 377 \text{ "}$$

$$Q = 787 \text{ kg}.$$

Das erforderliche Widerstandsmoment ist

$$W = \left(\frac{P}{4} + \frac{Q}{8} \right) \frac{l}{k}, \quad (162)$$

$$W = \left(\frac{1800}{4} + \frac{787}{8} \right) \frac{545}{75} = 3982 \text{ cm}^3.$$

Dem entspricht ein Balken von 24/32 cm mit

$$W = \frac{24 \cdot 32^2}{6} = 4096 \text{ cm}^3.$$

F. Eiserne Brücken.

Auch hier unterscheiden wir die Brückenbahn, die Träger und die Stützen oder Pfeiler. Die Brückenbahn hat die Aufgabe, die sich über die Brücke bewegenden Lasten auf die Hauptträger zu übertragen, mit denen sie zusammen den Überbau bildet, der seinerseits durch den Unterbau die Kräfte auf den Baugrund ableitet.

§ 60. Brückenbahnen.

Die Brückenbahn besteht fast in allen Fällen aus der eigentlichen Fahrbahn oder Fahrbahndecke und aus der Fahrbahntafel oder dem Fahrbahnrost.

1. Die Fahrbahndecke.

Im allgemeinen hat man von einer guten Brücken-Fahrbahn zu fordern, daß sie leicht, elastisch, dauerhaft, verkehrssicher und rasch zu er-

neuern sei, dabei mäßige Anschaffungs- und Unterhaltungskosten erfordere und eine gute Entwässerung gestatte. In vielen Fällen wird die Fahrbahn auf der Brücke der Fahrbahn der anschließenden Straßenstrecken entsprechend ausgeführt. Geeignet sind Schotterdecken, namentlich solche mit Innenteerung, Holzpflaster und Kleinpflaster. Grobpflaster ist zwar recht haltbar, aber es ist schwer und starr, die Verkehrsstöße werden fast unvermindert auf das Tragwerk übertragen. Ungeeignet sind Fahrbahnen aus einer zusammenhängenden Masse, wie Beton oder Stampfasphalt, weil diese den Bewegungen des Bauwerks nicht genügend folgen können und insolgedessen zerreißen. Über die Herstellung und Unterhaltung der Fahrbahnen ist in Band I, Abschnitt „Wegebau“ Näheres angegeben. — Auch der Bohlenbelag, wie er bei den Holzbrücken beschrieben ist, findet bei eisernen Brücken Anwendung. Dieser bildet dann nicht nur die Fahrbahndecke, sondern gleichzeitig auch die Fahrbahntafel.

2. Fahrbahntafel.

Man kann unterscheiden:

a) Fahrbahntafeln aus Holz. Bei Brücken mit geringem Verkehr genügt eine Lage von Bohlen oder stärkeren Hölzern (Streuhölzer, Brückenstreu) von 9—15 cm Stärke, die auf Eisenträger geschraubt werden. Im übrigen ist der Bohlenbelag wie bei den Holzbrücken auszuführen.

b) Fahrbahntafeln aus Stein. Zwischen die einzelnen Träger werden Kappengewölbe aus Ziegeln gespannt. Die Gewölbe erhalten in der Regel eine Stärke von 12 cm, eine Spannweite bis 1,2 m und ein Pfeilverhältnis von $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$; die Gewölbeachse liegt fast stets senkrecht zur Brückenachse. Solche Kappengewölbe haben den Nachteil, daß sie die Träger stark belasten und zum Teil auch verdecken, sie kommen selten mehr in Anwendung.

c) Fahrbahnen aus Beton oder Eisenbeton. Es werden zwischen die Träger Betonplatten mit oder ohne Eiseneinlage gespannt oder die Träger werden bis zu ihrer unteren Fläche oder ganz in Beton eingehüllt. Die Brücken mit einbetonierten Walzträgern haben in der Neuzeit weite Verbreitung gefunden. Sie sind bei Spannweiten bis etwa 10 m meist billiger in der Herstellung und Unterhaltung als reine Eisenbauten, die Ausführung ist einfacher, da die Arbeiten von demselben Tiefbauer ausgeführt werden können, welcher die Widerlager baut.¹⁾

d) Fahrbahntafeln aus Eisen. Gußeisen und Wellblech kommen jetzt selten mehr zur Anwendung. Letzteres hat einen hohen Einheitspreis,

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 450.

wird wegen seiner geringen Dicke leicht vom Rost zerstört und gestattet nur eine unvollkommene Entwässerung. Die häufigste Anwendung findet Belageisen, namentlich Zores Eisen. Fig. 168 zeigt die Benutzung und

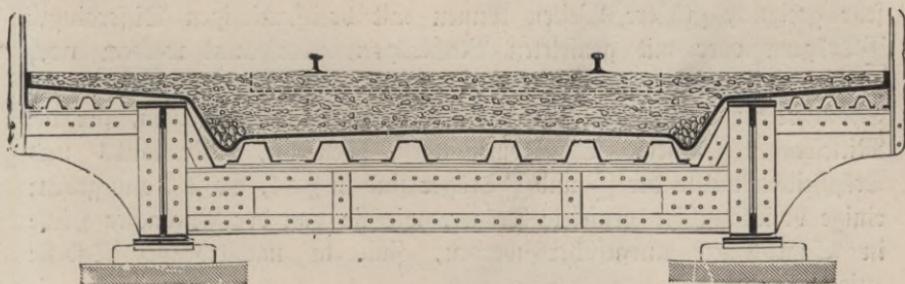


Fig. 168. Brückentafel aus Belageisen.

Abdeckung derselben. Die Fugen zwischen den einzelnen Belageisen werden mit Steinen (Ziegel-, Bims- oder Bruchsteinen) überdeckt, dann erhält der

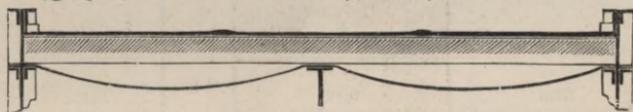


Fig. 169. Abdeckung von Buckelplatten.

Belag eine Abgleichung aus Magerbeton und darauf eine Abdeckung aus Asphaltisoliertplatten. Bei Straßenbrücken fallen Beton und Asphalt öfters weg, der Kleinschlag für die Steinbahn wird unmittelbar auf die Belageisen gebracht.

Bei geringer Konstruktionshöhe verwendet man die in Fig. 172 dargestellten Buckelplatten oder Tragbleche, deren Abdeckung mit Asphalt nach den Fig. 169 und 170 erfolgen kann.

Tragbleche werden bis zu 2 m Breite und 9 m Länge ausgeführt, sie haben den Nachteil, daß die Masse zum Ausfüllen der Mulden und damit das Gewicht der Fahrbahn recht groß wird. Das in den Mulden sich etwa sammelnde Wasser kann durch besondere Tropfröhrchen abgeführt werden.

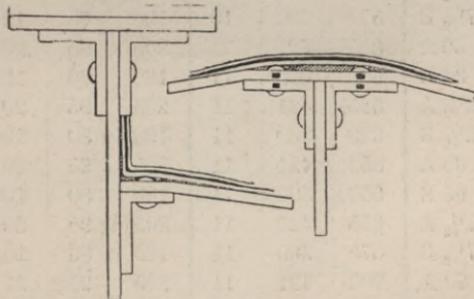


Fig. 170. Abdeckung der Träger und Tragbleche.

§ 61. Tragwerk.

Das Tragwerk besteht aus den Trägern, dem Quer- und Windverband und den Lagern.

1. Träger. Im allgemeinen ist es vorteilhafter, wenige kräftige Träger anzuwenden, als viele leichte. Für Brücken bis etwa 12 m Spannweite sind die nach den deutschen Normalprofilen gewalzten I-Träger sehr geeignet, größere Weiten können mit breitflanshigen Differdinger I-Trägern oder mit genieteten Blechträgern überspannt werden, noch größere Öffnungen überbrückt man mit Fachwerkträgern. Bei kleinen Spannweiten benutzt man für die Außenträger auch C-Eisen, für die Mittelträger I-Eisen. Die Abmessungen, Gewichte, Widerstands- und Trägheitsmomente der C- und I-Träger sind in § 34, Band I angegeben; einige breitflanshige genietete Träger, wie sie von der Burbacher Hütte in Saarbrücken ausgeführt werden, sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt.

Tabelle 13.

Breitflanshige genietete Träger der Burbacher Hütte bei Saarbrücken.

N	h	b	d	m	n	c	t	a	b	G	W
	mm			mm				mm	mm		
55 A	550	421	11	205	95	20	22	—	—	224,8	5384
55 B	550	330	10	150	75	12	20	20	330	227,4	5268
57 ¹ / ₂ A	575	421	11	205	95	20	22	—	—	227,0	5685
57 ¹ / ₂ B	575	330	10	150	75	12	20	20	330	229,3	5568
60 A	600	421	11	205	95	20	22	—	—	229,2	5988
60 B	600	360	11	160	80	10	22	20	360	237,6	5992
62 ¹ / ₂ A	625	421	11	205	95	20	22	—	—	231,3	6194
62 ¹ / ₂ B	625	360	11	160	80	10	22	20	360	239,8	6303
65 A	650	421	11	205	95	20	22	—	—	233,5	6602
65 B	650	360	11	160	80	10	22	20	360	241,9	6615
67 ¹ / ₂ A	675	421	11	205	95	20	22	—	—	235,7	6912
67 ¹ / ₂ B	675	360	11	160	80	10	22	20	360	244,1	6930
70 A	700	421	11	205	95	21	22	—	—	245,7	7505
70 B	700	360	11	160	80	11	22	20	360	253,2	7462
72 ¹ / ₂ A	725	421	11	205	95	21	22	—	—	248,1	7833
72 ¹ / ₂ B	725	360	11	160	80	11	22	20	360	255,3	7791
75 A	750	421	11	205	95	21	22	—	—	250,3	8:62
75 B	750	360	11	160	80	11	22	20	360	257,0	8123
77 ¹ / ₂ A	775	421	11	205	95	21	22	—	—	252,4	8494
77 ¹ / ₂ B	775	360	11	160	80	11	22	20	360	259,6	8458
80 A	800	421	11	205	95	21	22	—	—	254,6	8829
80 B	800	360	11	160	80	12	22	20	360	268,6	9043

Es bedeutet t die Nietstärke, G das Gewicht für 1 m Träger in kg und W das Widerstandsmoment. Die Bedeutung der übrigen Buchstaben ist aus Fig. 171 zu ersehen.

Die Fachwerkträger sind stets aus Dreiecken zusammengesetzt — ein Dreieck ist gegeben durch seine drei Seiten —, die Gurtungen sind entweder gerade und parallel oder gebogen. Es ist die untere gerade und die obere gebogen oder die untere gebogen, die obere gerade, oder beide sind gebogen. Auf die verschiedenen Trägersysteme soll hier nicht näher eingegangen werden; die Berechnung eines beliebigen Fachwerkträgers ist aber im Abschnitt „Statik und Festigkeitslehre“ gezeigt. Die Fahrbahn liegt bald oben, bald in der Mitte des Trägers, bald unten. Außer den Balkenbrücken hat man noch Bogen- und Hängebrücken, die hier ebenfalls außer Betracht bleiben.

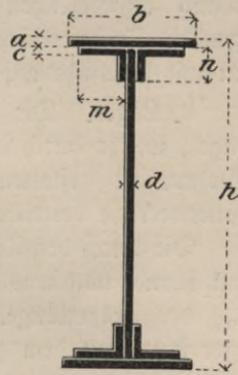


Fig. 171. Blechträger.

2. Querversteifung und Windverband. Querversteifungen sind in gewissen Abständen (1,8—4,0 m) angeordnete steife Rahmen, welche lotrecht zwischen den Trägern stehen und ein Umkippen derselben verhüten. Sie nehmen die Kräfte auf, welche rechtwinklig auf die Seiten der Träger wirken. Der Windverband soll ein Verschieben der Hauptträger in ihrer Längsrichtung verhindern; er soll die schräg wirkenden Kräfte

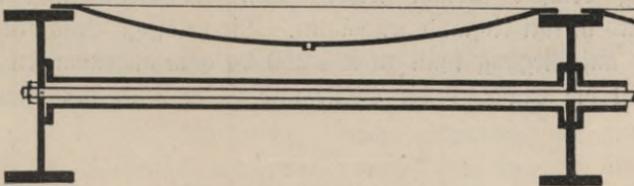


Fig. 172. Buckelplatte und Stemmrohr.

(die Winddrücke) aufnehmen und zu dem Lager hinführen. Die Querversteifung muß einen unverschiebbaren rechteckigen Rahmen bilden, welcher zwischen die Träger gespannt wird. Der meist aus Winkleisen gebildete Rahmen wird bei hohen Trägern durch ein Andreaskreuz, bei mittelhohen Trägern durch eine Blechplatte versteift. Bei niedrigen Trägern kann die Querversteifung durch ein \square -Eisen erfolgen, das mittels Winkellaschen an dem Steg des Trägers befestigt wird, oder, noch einfacher, durch Stemmrohre und Schrauben, wie dieses in Fig. 172 gezeigt ist. Es ist gebräuchlich, über jedem Lager eine Querversteifung anzubringen.

Im Gegensatz zu der Lotrecht stehenden Querversteifung wird der Windverband horizontal angelegt. Er wird meist an den unteren Gurtungen, und zwar so angebracht, daß die unteren Gurtungen der Träger, die unteren Querriegel der Querversteifung und die zum Windverband erforderlichen Diagonalstäbe zusammen gewissermaßen einen liegenden Fachwerkkörper bilden. Für alle Diagonalstäbe verwendet man mit Rücksicht auf das Federn besser Winkelseisen als Flacheisen.

3. Lager. Die Lager haben den Zweck, die Verschiebungen der Träger, welche durch Belastungen und Temperaturveränderungen derselben entstehen, zu gestatten und den Druck möglichst gleichmäßig auf das Mauerwerk zu verteilen.

Die durch den Temperaturunterschied, welcher nach Heinzerling in Deutschland höchstens 70° beträgt, verursachte Verschiebung ist etwa $\frac{1}{1000}$ der Trägerlänge. Die Verschiebung findet in der Regel auf einem Lager statt, mit dem zweiten Lager wird der Träger so verbunden, daß er sich wohl biegen (drehen), aber nicht verschieben kann.

Die Größe des Lagers richtet sich nach dem zu übertragenden Druck A und der Festigkeit der Auflagerquader. Ist die zulässige Beanspruchung des Auflagersteins $= k$, so wird die Plattendicke

$$F = \frac{A}{k}. \quad (163)$$

Die größte Stärke der Platte in der Mitte wird bestimmt, indem die halbe Platte als Freitragler angesehen (Fig. 173) und von unten mit $\frac{A}{2}$ gleichmäßig belastet gedacht wird. Von der Verstärkung durch die Rippen wird hierbei Abstand genommen. Die zulässige Beanspruchung des Gußeisens auf Biegung kann zu $k = 250 \text{ kg/qcm}$ angenommen werden.¹⁾ Bezeichnet l die Länge, b die Breite und d die Dicke der Platte, so ist

$$k \cdot \frac{b d^2}{6} = \frac{A l}{8},$$

$$d = 0,055 \sqrt{\frac{A l}{b}}. \quad (164)$$

Die Befestigung der Lagerplatte mit dem Auflagerstein geschieht am einfachsten durch Rippen, welche an der unteren Seite des Lagers eingebracht und in den Stein eingelassen werden.

Das feste Lager soll nur eine durch Biegung des Trägers hervorgerufene Drehung des Trägerendes gestatten. Für kleinere Brücken verwendet man hierzu Tangentiallager (Fig. 174), für größere Ripplager.

¹⁾ Bernhardt, Eiserne Brücken, S. 342.

Die beweglichen Auflager sollen außer einer freien Drehung des Trägers noch eine Fortbewegung desselben zulassen. Bei kleinen Brücken und geringen Belastungen genügt hierfür wieder das Tangentiallager, bei welchen eine ebene Fläche auf einer gewölbten gleitet. Der Reibungswiderstand eines solchen Lagers beträgt dann etwa $\frac{1}{7}$ — $\frac{1}{4}$ des Auflagerdruckes. Die Berührungsf lächen sind stets zu bearbeiten. Bei größeren Brücken wird die Beweglichkeit durch Walzen, Pendel oder

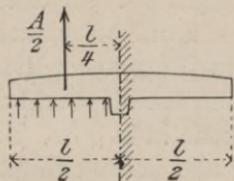


Fig. 173. Lager.

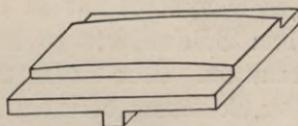


Fig. 174. Tangentiallager.

Stelzen bewirkt. Es kann z. B. die Grundplatte des Kipplagers auf Walzen laufen, welche wiederum auf einer kräftigen Lagerplatte ruhen, oder es kann die Grundplatte des Kipplagers nach einem Kreisbogen gestaltet werden, dessen Mittelpunkt mit der Mitte des Kippzapfens zusammenfällt, so daß der Lagerstuhl des Kipplagers die Walze bildet, welche auf einer besonderen Lagerplatte rollt.

§ 62. Pfeiler und Flügel.

Bei den Pfeilern sind zu unterscheiden: 1. Die Ufer- oder Endpfeiler, auch Landpfeiler oder Widerlagspfeiler genannt; 2. die Mittelpfeiler, Zwischen- oder Strompfeiler. Die ersteren werden fast stets aus Mauerwerk hergestellt, die letzteren können aus Mauerwerk, Eisen oder Holz erbaut werden.

Mittelpfeiler. Pfeiler sind, genau genommen, gemauerte Unterstütungen; im Brückenbau werden aber auch Unterstütungen des Überbaus aus Eisen und auch aus Holz Pfeiler genannt. Bei den eisernen Pfeilern kann man unterscheiden Einzelstützen und Wandpfeiler. Einzelstützen sind einzelne Säulen oder Röhren. Wird eine Reihe solcher Einzelstützen miteinander verbunden, so entsteht ein Wandpfeiler. Man baut den Wandpfeiler nicht nur aus Eisen, sondern auch aus Holz und nennt ihn in der Regel Foch, mitunter auch Bock. Eisernen Einzelstützen und Foch können fest oder beweglich angeordnet werden. Im letzteren Falle befindet sich zwischen Fundament und Pfeilerkörper und zwischen Pfeilerkopf und Überbau je ein Kugelgelenk; es entsteht ein Pendelpfeiler. Man befreit hierdurch den Pfeiler von den Biegungsspannungen, welche bei festen

Pfeilern durch die Längenänderungen der Träger hervorgerufen werden. Eiserne Pfeiler erhalten entweder Fundamente aus Stein oder Beton oder sie werden in den Baugrund eingeschraubt (Schraubenspähle). Die gemauerten Mittelpfeiler entsprechen im wesentlichen denen der gewölbten Brücken (§ 50).

Endpfeiler und Flügel. Diese werden fast ausschließlich aus Mauerwerk oder Beton hergestellt. Der Endpfeiler wird wesentlich anders beansprucht als ein Mittelpfeiler. Er ist weniger den Angriffen des Wassers ausgesetzt, dagegen hat er dem seitlichen Druck der hinterfüllten Erde zu widerstehen und in Verbindung mit den Flügeln den Übergang von dem Brückenkörper zu den angrenzenden Strecken der Verkehrswege zu vermitteln. Über die Herstellung des Mauerwerks ist in § 39, Band I, über die Gestaltung desselben in § 38, Band II, und über die Anordnung der Flügel bei den „Brücken aus Stein“ Näheres angegeben.

§ 63. Statische Berechnung einer eisernen Brücke.

Es ist die in Fig. 175 dargestellte eiserne Brücke von 6,0 m Lichtweite und 4,0 m Fahrbahnbreite zu berechnen. Die Brücke hat I-Träger, auf denen ein Brückenbelag aus Zores Eisen und Schotterdecke ruht. Als

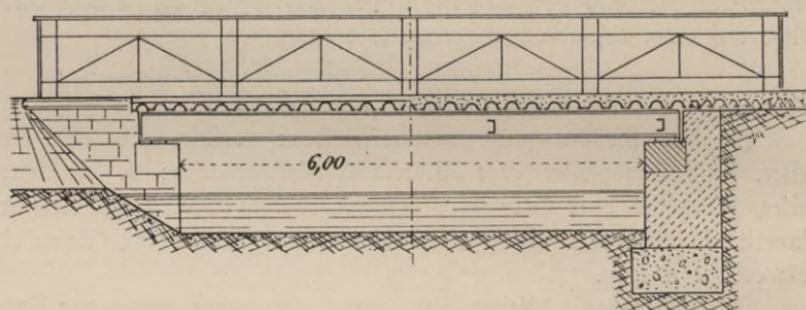


Fig. 175. Eiserne Brücke.

Belastung dient eine Dampfwalze mit 1,40 m breiter und 6 t schwerer Lenkwalze und zwei je 0,44 m breiten und 5 t schweren Triebwalzen, deren Achsen 3,50 m weit voneinander entfernt sind. Die zulässige Spannung wird zu 1000 kg/qcm angenommen.

1. Zores Eisen.

Die Entfernung der Träger ist $\frac{4,00}{3} = 1,33$ m. Es wird wie üblich angenommen:

a) Das Gewicht des Zoresseisen sei gleich dem Gewichte einer Schotterdecke, deren Rauminhalt demjenigen des Zoresseisen einschließlich der Hohlräume gleichkommt.

b) Der Walzendruck verteilte sich durch die Schotterdecke auf 3 Zoresseisen derart, daß das mittlere die Hälfte des Druckes erhält.

Das Biegemoment M setzt sich zusammen aus dem Biegemoment des Eigengewichts M_1 und dem Biegemoment der Verkehrslast M_2 .

$$M = M_1 + M_2. \quad (165)$$

Es ist das Eigengewicht (Fig. 176)

$$Q = 0,27 \cdot 0,25 \cdot 1,33 \cdot 2000 = 180 \text{ kg}$$

und das Biegemoment des Eigengewichts

$$M_1 = \frac{Ql}{8} = \frac{180 \cdot 133}{8} = 2992.$$

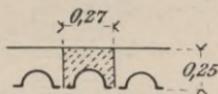


Fig. 176. Belastung durch Schotter.

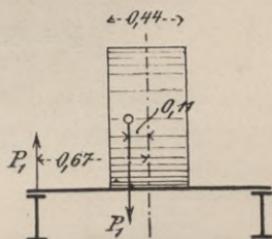


Fig. 177. Belastung durch Walze.

Die Lenkwalze drückt mit $\frac{6000}{2}$ kg auf 1,40 m Breite, mithin auf 1,33 m mit

$$Q = \frac{6000}{2} \cdot \frac{133}{140} = 2850 \text{ kg.}$$

Demnach

$$M_2 = \frac{2850 \cdot 133}{8} = 47381.$$

Eine Triebwalze drückt mit $\frac{5000}{2} = 2500$ kg auf 44 cm Breite. Aus Fig. 177 ergibt sich

$$P_1 = \frac{2500}{2} = 1250 \text{ kg}$$

und ein Biegemoment

$$M_2 = 67 P_1 - 11 P_1 = 56 P_1$$

$$M_2 = 56 \cdot 1250 = 70000.$$

Das größte Biegemoment erzeugt demnach die Triebwalze und es ist

$$M = 2992 + 70000 = 72992.$$

Das Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{k} = \frac{72992}{1000} = 72,99 \text{ cm}^3.$$

Gewählt ist Zoresisen, Normalprofil 11 mit $W = 76,5 \text{ cm}^3$.

2. Träger.

Die Stützweite des Trägers ergibt sich aus der Formel

$$l = 20 + 1,05 l_1 = 20 + 1,05 \cdot 600 = 650 \text{ cm.}$$

Die Belastung des Trägers findet man:

a) Belastung durch die Lenkwalze (Fig. 178):

$$A = 3000 \cdot \frac{35}{133} = 789 \text{ kg,}$$

$$P = 6000 - 2 \cdot 789 = 4422 \text{ kg.}$$

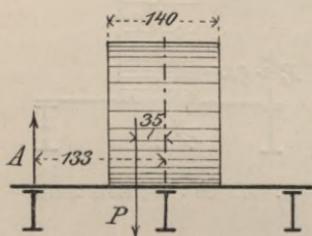


Fig. 178. Belastung durch Lenkwalze.

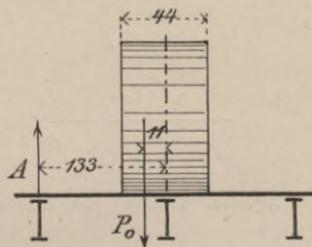


Fig. 179. Belastung durch Triebwalze.

b) Belastung durch eine Triebwalze (Fig. 179):

$$A = 2500 \cdot \frac{11}{133} = 207 \text{ kg,}$$

$$P_0 = 5000 - 2 \cdot 207 = 4586 \text{ kg.}$$

c) Belastung durch Eigengewicht auf 1 cm Länge:

$$\text{Zoresisen und Schotter } 1,33 \cdot 0,25 \cdot 0,01 \cdot 2000 = 6,65 \text{ kg,}$$

$$\text{Träger } 95 \cdot 0,01$$

$$= 0,95 \text{ "}$$

$$\hline p = 7,60 \text{ kg.}$$

Die ungünstigste Laststellung ergibt sich aus Fig. 180 und Formel (117) bei

$$x = \frac{P a}{2(P_0 + P) + p l} \quad (166)$$

$$x = \frac{4422 \cdot 350}{2(4586 + 4422) + 7,6 \cdot 650} = 75 \text{ cm.}$$

Der Lagerdruck für diese Stellung ist nach Fig. 181

$$A = \frac{4586 \cdot 400 + 4422 \cdot 50}{650} + \frac{7,6 \cdot 650}{2} = 5632 \text{ kg}$$

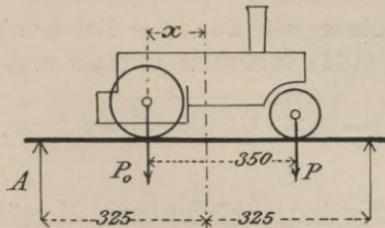


Fig. 180. Ungünstigste Laststellung.

und das Biegemoment nach Fig. 182

$$M = A \cdot 250 - p \cdot 250 \cdot \frac{250}{2} = 250 \cdot \left(A - p \cdot \frac{250}{2} \right),$$

$$M = 250 \left(5632 - 7,6 \cdot \frac{250}{2} \right) = 1170500.$$

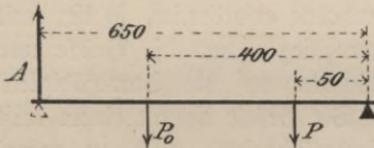


Fig. 181. Momente.

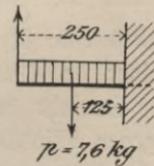


Fig. 182. Momente.

Das Widerstandsmoment wird

$$W = \frac{1170500}{1000} = 1170,5 \text{ cm}^3.$$

Gewählt ist ein I-Träger, Normalprofil 38 mit

$$W = 1262 \text{ cm}^3.$$

3. Lagerplatten.

Die Belastung wird am größten, wenn die Triebwalze auf dem Lager, die Lenkwalze auf dem Träger steht, alsdann ist

$$A = \frac{p l}{2} + P_0 + P \cdot \frac{l-a}{l}, \tag{167}$$

$$A = \frac{7,6 \cdot 650}{2} + 4586 + 4422 \cdot \frac{300}{650} \text{ rund } 9100 \text{ kg.}$$

Bei einer zulässigen Belastung des Auflagersteins von 20 kg/qcm wird die erforderliche Lagergröße

$$F = \frac{9100}{20} = 455 \text{ qcm.}$$

Gewählt ist eine Platte von $24 \cdot 24 = 576$ qcm Grundfläche, deren Stärke nach Formel (164) mindestens betragen muß

$$d = 0,055 \sqrt{9100 \cdot \frac{24}{24}} = 5,1 \text{ cm.}$$

III. Fußgängerbrücken und Aquädukte.

§ 64. Fußgängerbrücken.

1. Bauweise. Die Fußgängerbrücken oder Stege sollen in erster Linie dem Fußgängerverkehr dienen, es sollen aber auch Schiefkarren, Fahrräder, Kinderwagen und dergleichen über sie hinweg rollen können. Deshalb sind Treppen vor denselben tunlichst zu vermeiden. Wird die Fußgängerbrücke mit der Fahrbrücke vereinigt, so werden die Fußwege unmittelbar neben die Fahrbahn gelegt, bei Brücken mit zwei Hauptträgern auch oft auf ausgekragte Konsolen.

Wird eine besondere Fußgängerbrücke erforderlich, so ist, weil die Hauptträger derselben nahe beieinander liegen und die Brücke nur ein geringes Gewicht hat, besondere Rücksicht auf die Standfähigkeit der Brücke gegen Winddruck zu nehmen. Die Brücke ist mit einem kräftigen Windverbände zu versehen und erforderlichenfalls auch zu verankern. Die einfachste und leichteste Decke ist der Bohlenbelag, auch Platten aus Eisenbeton oder Zores Eisen kommen in Anwendung. Ein Belag aus Zement- oder Asphaltguß ist auf eisernen Brücken nicht zu empfehlen, weil er der durch Temperaturänderung und Verkehr bewirkten Bewegung des Eisens nicht folgen kann und dann unregelmäßig gestaltete Schwindungsrisse erhält, die dem Belag ein schlechtes Aussehen geben. Sehr geeignet ist das Klein- oder Mosaikpflaster, das wegen seiner vielen Fugen allen Bewegungen der Brücke folgt, das nicht glatt wird und auch das Bauwerk verhältnismäßig wenig belastet.

2. Statische Berechnung. Der Gang der Berechnung soll an einer Fußgängerbrücke gezeigt werden, die von mir vor längeren Jahren in Olpe gebaut wurde. Die Breite der Brücke beträgt 2,0 m, die Stützweite 10,8 m. Auf dem Obergurt des in Fig. 183 schematisch dargestellten Fachwerkträgers ruht Zores Eisen, darüber Sand und Mosaikpflaster. Als Nutzlast wurden 400 kg/qm angenommen.

a) Zores Eisen. Die Stützweite derselben beträgt 2,0 m. Das Gewicht des Zores Eisen ist dem Gewichte einer Fußwegdecke, deren Rauminhalt demjenigen der Belageisen einschließlich der Hohlräume gleichkommt und das spez. Gewicht dieser Decke ist zu 2,4 angenommen worden. Ein Zores Eisen trägt demnach eine gleichmäßig verteilte Last

$$P = 0,20 (0,16 \cdot 2400 + 400) 2,0 \text{ rund } 320 \text{ kg.}$$

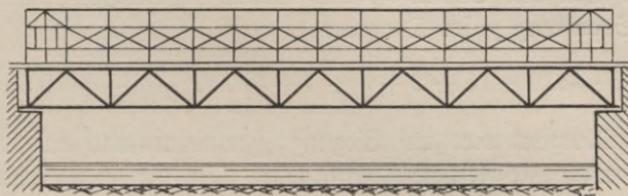


Fig. 183. Fußgängerbrücke.

Das erforderliche Widerstandsmoment beträgt

$$W = \frac{P l}{8 k} = \frac{320 \cdot 200}{8 \cdot 750} = 10,7 \text{ cm}^3.$$

Gewählt ist Normalprofil Nr. 7 $\frac{1}{2}$ mit $W = 27,9$.

b) Träger (Fig. 184). Die ruhende Last beträgt für 1 m Trägerlänge

Eigengewicht des Trägers = 101 kg,

Geländer und Saumschwelle = 70 "

Belag $0,16 \cdot 2400 \cdot \frac{2,00}{2} = 384$ "

zusammen 555 kg.

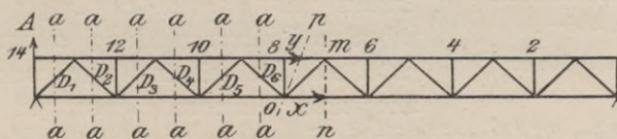


Fig. 184. Träger.

Bei einer Feldlänge von 0,771 m beträgt demnach die Belastung für einen Knotenpunkt:

ruhende Last = $0,771 \cdot 555 = 430$ kg,

Verkehrslast = $0,771 \cdot 400 \cdot \frac{2,0}{2} = 310$ "

zusammen 740 kg.

Die größte Gurtspannung tritt ein bei voller Belastung aller schwebenden Knotenpunkte. Alsdann ist der hierdurch hervorgerufene Lagerdruck

$$A = \frac{13 \cdot 740}{2} = 4810 \text{ kg.}$$

Legt man den Schnitt $m n$ und nimmt m zum Drehpunkt, so ist die größte Spannung x im Untergurt

$$x = [7 \cdot 4810 - (1 + 2 + 3 + 4 + 5 + 6) 740] \cdot \frac{0,771}{0,70} = 19970 \text{ kg.}$$

Legt man den Schnitt $o p$ und nimmt o zum Drehpunkt, so findet man die Spannung y im Obergurt

$$y = [6 \cdot 4810 - (1 + 2 + 3 + 4 + 5) 740] \cdot \frac{0,771}{0,70} = 19560 \text{ kg.}$$

Der Obergurt wird auf Biegung (Zerknicken) und auf Druck, also auf zusammengesetzte Festigkeit beansprucht, über die im Abschnitt „Statik und Festigkeitslehre“ Näheres enthalten ist; der Untergurt wird gezogen.

Die Vertikalen erhalten einen Druck von je 740 kg; es ist ihr Widerstand gegen das Knicken zu prüfen.

Die Diagonalen haben eine Länge von je $\sqrt{0,70^2 + 0,771^2} = 1,04 \text{ m.}$ Bezeichnet V die Vertikalkraft, D den Druck oder Zug in einer Diagonale, so folgt aus Fig. 185:

$$\frac{D}{V} = \frac{1,04}{0,70} = 1,486,$$

$$D = 1,486 V. \quad (168)$$

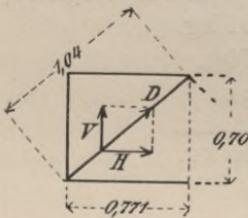


Fig. 185. Schnitt.

Legt man in jedem Feld durch die Diagonale und die Gurtungen einen lotrechten Schnitt und belastet den Träger der nachstehenden Zusammenstellung entsprechend, so findet man die größten Kräfte, welche in den Diagonalen auftreten können, mit Hilfe des Satzes: „Beim Gleichgewicht ist die Summe der Vertikalkräfte gleich Null“.

! (Siehe die Tabelle auf S. 215.)

In der Diagonale D_7 kann je nach der Belastung Zug oder Druck vorkommen, in allen übrigen vom Lager nach der Mitte zu ansteigenden Diagonalen tritt Druck, in den vom Lager nach der Mitte zu fallenden Diagonalen Zug auf.¹⁾ Die gedrückten Stäbe sind auf Knicken, die gezogenen auf Zerreißen zu berechnen; die Nietlöcher sind in Abzug zu bringen.

¹⁾ Es ist dieses bei allen Fachwerkträgern der Fall.

Stollbelastet sind die Punkte	A =	V =	D = 1,486 V
1—13	4810	4810	D ₁ = 7150
1—12	4810 — $\frac{13}{14} \cdot 310 = 4522$	4522 — 310 = 4212	D ₂ = 6260
1—11	4522 — $\frac{12}{14} \cdot 310 = 4256$	4256 — 2 · 310 = 3636	D ₃ = 5410
1—10	4256 — $\frac{11}{14} \cdot 310 = 4013$	4013 — 3 · 310 = 3083	D ₄ = 4590
1—9	4013 — $\frac{10}{14} \cdot 310 = 3792$	3792 — 4 · 310 = 2552	D ₅ = 3800
1—8	3792 — $\frac{9}{14} \cdot 310 = 3593$	3593 — 5 · 310 = 2043	D ₆ = 3040
1—7	3593 — $\frac{8}{14} \cdot 310 = 3416$	3416 — 6 · 310 = 1556	D ₇ = 2320
8—13	$\frac{13 \cdot 430}{2} + \frac{8+9+10+11+12+13}{14} \cdot 310 = 4190$	4190 — 6 · 740 = — 250	D ₇ = — 372

§ 65. Aquädukte.

1. **Bauweise.** Aquädukte sind Brücken, die statt des Fahr- oder Fußweges einen Kanal haben. Über die Bewegung des Wassers im Kanal, über den lichten Kanalquerschnitt, die Gestaltung der Kanalwandungen und über das Gefälle ist in den Abschnitten „Wasserbau“ und „Straßenbrücken im allgemeinen“ Näheres angegeben. Die Kanäle sollen nicht verschlammten; das Wasser muß daher im Kanal mindestens dieselbe Geschwindigkeit haben wie im Zuflußgraben. Der Kanal soll wasserdicht sein; besonders sorgfältig muß der wasserdichte Anschluß an die benachbarten Strecken ausgeführt werden.

Der Unterbau eines Aquädukts entspricht dem der übrigen Brücken; er kann aus einem besonderen Tragwerk bestehen, auf dem der Kanal ruht, es kann auch der Kanal einen Teil des Tragwerks oder das ganze Tragwerk bilden. Der Kanal wird hergestellt aus Holz, Stein, Beton oder Eisen. Holz verwendet man nur für kleine Spannweiten. Eisen hat im Vergleich mit Stein oder Beton manche Vorteile, aber auch erhebliche Nachteile. Zu den Vorteilen gehören die geringe Konstruktionshöhe, welche das Eisen erfordert, die Möglichkeit, große Weiten zu überspannen und meist auch ein Ersparnis an Baukosten. Nachteile sind die kürzere Dauer der eisernen Bauwerke, die größeren Unterhaltungskosten und die schwierige Herstellung eines wasserdichten Anschlusses an die Nachbarstrecken. Größere Aquädukte werden daher meist aus Stein oder Beton

hergestellt. Es zeigt Fig. 186 einen Aquädukt aus Mauerwerk im Dortmund-Emskanal bei Dlfen; dort fahren die Schiffe hoch über die



Fig. 186. Aquädukt im Dortmund-Emskanal.

Straße hinweg. In Fig. 187 ist ein Aquädukt aus Stampfbeton dargestellt. Der Aquädukt ist im Jahre 1890 von der Firma Dycker-



Fig. 187. Aquädukt bei München.

hoff & Widmann, A.-G. in Biebrich am Rhein, in Stampfbeton mit hausteinartig ausgebildeten, verputzten Anichtsflächen ausgeführt werden; er führt über den Teufelsgraben bei München Trinkwasser der Stadt München zu.

2. Statische Berechnung. Es soll ein auf zwei Stützen ruhender Aquädukt aus Eisen und ein über mehrere Stützen hinwegführender Aquädukt aus Eisenbeton berechnet werden.

a) Aquädukt aus Eisen. Es ist die Spannung des in Fig. 188 dargestellten Aquädukts, dessen Stützweite 18,0 m beträgt, zu berechnen.

Eigengewicht bei 1 m Länge:

Blech von 8 mm Stärke (0,50 + 2 · 0,40) · 62,80	=	81,64 kg
2 L-Eisen 90 · 90 · 11 mm = 2,00 · 14,68	.	= 29,36 "
2 L-Eisen 80 · 80 · 8 mm = 2,00 · 9,66	.	= 19,32 "
Nietköpfe	= 1,68 "
	zusammen =	132,00 kg
Wasser 0,40 · 0,50 = 0,20 cbm	.	= 200,00 "
	P =	332,00 kg
Within bei 1 cm Länge	p =	3,32 "

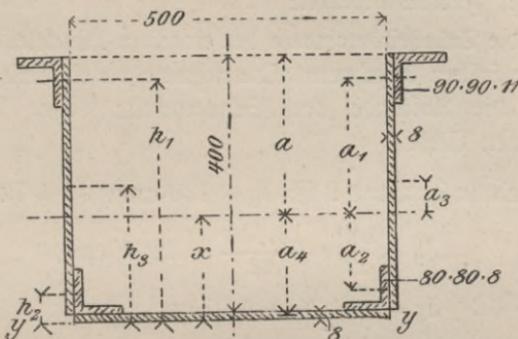


Fig. 188. Aquädukt in Eisen.

Das Biegemoment ist

$$M = \frac{p l^2}{8} = \frac{3,32 \cdot 1800^2}{8}$$

$$M = 1\,344\,600.$$

Die Entfernung x der neutralen Achse (Schwerlinie) von der Unterkante des Aquädukts findet man, wenn der Aquäduktquerschnitt um die Achse yy gedreht wird, aus der Gleichung

$$x = \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + f_3 h_3 + f_4 h_4}{f_1 + f_2 + f_3 + f_4} \tag{169}$$

In dieser Gleichung bedeutet

f ₁	den Querschnitt des oberen Winkleisens	= 18,7 qcm,
f ₂	" " " unteren Winkleisens	= 12,3 "
f ₃	" " " Seitenblechs 40 · 0,8	= 32,0 "
f ₄	" " " halben Bodenblechs 25 · 0,8	= 20,0 "
	zusammen	83,0 qcm.

h_1	den Abstand des Schwerpunktes von $f_1 = 38,2$ cm,
h_2	" " " " " $f_2 = 3,1$ "
h_3	" " " " " $f_3 = 20,8$ "
h_4	" " " " " $f_4 = 0,4$ " .

Demnach

$$x = \frac{18,7 \cdot 38,2 + 12,3 \cdot 3,1 + 32,0 \cdot 20,8 + 20,0 \cdot 0,4}{83,0} = 17,2 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment des halben Querschnitts ergibt sich aus der Formel

$$\frac{J}{2} = J_1 + f_1 a_1^2 + J_2 + f_2 a_2^2 + J_3 + f_3 a_3^2 + J_4 + f_4 a_4^2. \quad (170)$$

In dieser Formel bedeutet:

$J_1 J_2 J_3 J_4$ die Trägheitsmomente der einzelnen Winkelleisen und Platten,
 $f_1 f_2 f_3 f_4$ die früher berechneten Querschnitte dieser Teile,
 $a_1 a_2 a_3 a_4$ die Abstände der Schwerpunkte dieser Teile von der neutralen Achse.

Nach Tabelle 9, Band I ist $J_1 = 138 \text{ cm}^4$, $J_2 = 72 \text{ cm}^4$, ferner ist

$$J_3 = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 40^3}{12} = 4267 \text{ cm}^4,$$

$$J_4 = \frac{25 \cdot 0,8^3}{12} = 1,07 \text{ cm}^4.$$

$$a_1 = 21,0 \quad a_2 = 14,1, \quad a_3 = 3,6, \quad a_4 = 16,8.$$

Demnach

$$\frac{J}{2} = (138 + 18,7 \cdot 21,0^2) + (72 + 12,3 \cdot 14,1^2) + (4267 + 32 \cdot 3,6^2) + (1,07 + 20 \cdot 16,8^2),$$

$$\frac{J}{2} = 8384,70 + 2517,36 + 4681,72 + 5645,87,$$

$$\frac{J}{2} = 21229,65 \text{ cm}^4 \text{ und } J = 42459,30 \text{ cm}^4.$$

Der Abstand der stärksten gespannten Faser von der neutralen ist $a = 23,6 \text{ cm}$.

Das Widerstandsmoment ist

$$W = \frac{J}{a} = \frac{42459,30}{23,6} = 1799,1 \text{ cm}^3.$$

Und schließlich wird die Faserspannung

$$k = \frac{M}{W} = \frac{1344600}{1799,1} = 748 \text{ kg/qcm.}$$

b) Aquädukt aus Eisenbeton. Die in Fig. 189 dargestellte freitragende Rinne aus Eisenbeton, welche im Jahre 1908 von der Solat-Eisenbeton-Aktien-Gesellschaft zu Düsseldorf für die Stadt Siegen erbaut worden ist, um das Kanalwasser in der Kläranlage den Tropfkörpern zuzuführen, hat sich sehr gut bewährt. Sie wird in je 10 m Entfernung von Stützen aus Eisenbeton getragen. Die Stützen haben quadratischen Querschnitt von 20 cm Seitenlänge und sind bewehrt mit 4 Rundeisen von 12 mm Durchmesser. Der Beton besteht aus 1 Teil Zement, 1½ Teilen Rheinfand und 2½ Teilen Splitt; die Wasserseite der Rinne ist mit 2 cm starkem Zementputz versehen.

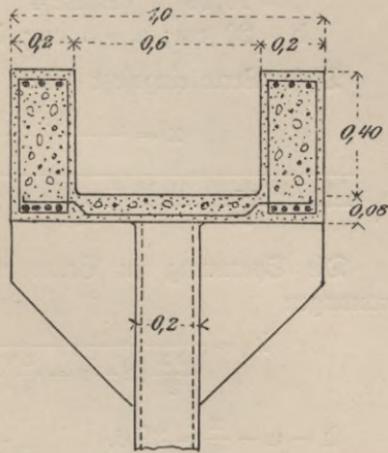


Fig. 189. Rinnenquerschnitt.

Es ist die Belastung:

durch Eigengewicht (1,00 · 0,48 — 0,60 · 0,40)	10,00 · 2400 = 5760 kg
„ Wasser 0,60 · 0,40 · 10,00 · 1000	= 2400 „
	P = 8160 kg

oder für 1 cm Länge p = 8,16 „

Nach den preußischen Bestimmungen vom 11. April 1908 kann für den durchlaufenden Balken (die Rinne) das Feldmoment berechnet werden nach der Formel

$$M = \frac{p l^2}{10} \tag{171}$$

Bei einer Stützweite von 10 m wird demnach

$$M = \frac{8,16 \cdot 1000^2}{10} = 816000 \text{ cm/kg}$$

oder für eine Wand

$$M = 408000 \text{ cm/kg}.$$

Nach Formel (17) und Bild 3 der Bestimmungen ist der Abstand der Nulllinie

$$x = - \frac{14 f_0 + 15 f_u}{b} + \sqrt{\left(\frac{14 \cdot f_0 + 15 \cdot f_u}{b} \right)^2 + \frac{2}{b} [14 \cdot f_0 \cdot a + 15 \cdot f_u \cdot (h - a)]} \tag{172}$$

In dieser Formel bedeutet:

$f_o = 7,62$ qcm (obere 3 Rundeißen von 18 mm Stärke),

$f_u = 10,16$ " (untere 4 " " " 18 " " "),

$b = 20$ cm; $a = 3$ cm; $h = 48$ cm; $h - a = 45$ cm.

Diese Werte eingesetzt gibt:

$$x = - \frac{14 \cdot 7,62 + 15 \cdot 10,16}{20} + \sqrt{\left(\frac{14 \cdot 7,62 + 15 \cdot 10,16}{20}\right)^2 + \frac{2}{20} [14 \cdot 7,62 \cdot 3 + 15 \cdot 10,16 \cdot 45]} = 16,8 \text{ cm.}$$

Die Spannung im Beton ergibt sich aus Formel (19) der Bestimmungen

$$k_b = \frac{M}{\frac{b x}{2} \left(h - a - \frac{x}{3}\right) + 14 \cdot f_o \cdot \frac{x - a}{x} (h - 2a)}, \quad (173)$$

$$h - a - \frac{x}{3} = 39,6, \quad h - 2a = 42, \quad x - a = 13,8,$$

$$k_b = \frac{408000}{\frac{20 \cdot 16,8}{2} \cdot 39,6 + 14 \cdot 7,62 \cdot \frac{13,8}{16,8} \cdot 42} = 39,5 \text{ kg/qcm.}$$

Nach Beispiel 4 und der Entwicklung der Gleichung (19) der Bestimmungen ergibt sich die Spannung in den oberen Eiseneinlagen

$$k_{eo} = \frac{n(x - a)}{x} k_b, \quad (174)$$

$$k_{eo} = \frac{15 \cdot 13,8}{16,8} \cdot 39,5 = 487 \text{ kg/qcm.}$$

Die Spannung in den unteren Eiseneinlagen findet man nach Beispiel 4 und der Entwicklung der Gleichung (23) der Bestimmungen aus

$$k_{eu} = \frac{h - x - a}{h - a} \cdot k_{eo}, \quad (175)$$

$$k_{eu} = \frac{26,8}{13,8} \cdot 487 = 995 \text{ kg/qcm.}$$

* Die Stützen (Fig. 189a) erhalten einen Druck von 8150 kg bei einer Knicklänge von 2,50 m; ihr Querschnitt ist mit 4 Rundeißen von 12 mm Durchmesser gleich 4,52 qcm bewehrt. Nächst dann ist ihr Tragheitsmoment (Beispiel 8 der Bestimmungen)

$$J = \frac{20^4}{12} + 15 \cdot 4,52 \cdot 8^2 = 17670 \text{ cm}^4.$$

Nach der Eulerschen Formel ist

$$P = \frac{\pi^2 E J}{s l^2}, \quad (176)$$

$$s = \frac{\pi^2 E J}{P l^2}. \quad (177)$$

Für Beton ist $E = 140000$, demnach die Sicherheit gegen Knicken¹⁾

$$s = \frac{10 \cdot 140000 \cdot 17670}{8150 \cdot 250^2} = 48.$$

Bei der Beanspruchung auf Druck wird die Spannung im Beton (Beispiel 8 der Bestimmungen)

$$k_b = \frac{8150}{20 \cdot 20 + 15 \cdot 4,52} = 17,4 \text{ kg/qcm.}$$

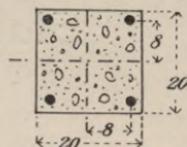


Fig. 189 a. Säulenquerschnitt.

Das Fundament hat nach der Zeitschrift Beton und Eisen (Jahrgang 1909, S. 195) eine Größe von 1 qm, belastet mithin den Baugrund mit etwa $\frac{8500}{10000} = 0,85 \text{ kg/qcm.}$

¹⁾ In den amtlichen Bestimmungen heißt es: „Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das 18fache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt.“ Im vorliegenden Falle war daher eine solche Berechnung nicht erforderlich.

Vierter Abschnitt.

Statik und Festigkeitslehre.

I. Allgemeiner Teil.

§ 66. Von der Zusammensetzung und Zerlegung der Kräfte.

1. Das Kräftepolygon (Krafted).

Zwei Kräfte P_1 und P_2 können durch ein Kräftedreieck zu einer Mittelkraft R vereinigt werden. In einem Kräftedreieck müssen die Pfeile der Seitenkräfte niemals, die der Mittelkraft und einer Seitenkraft stets auf einen Punkt zeigen (Fig. 190).

Sind mehr als zwei Kräfte zu einer Mittelkraft zu vereinigen, z. B. drei Kräfte P_1, P_2, P_3 , so kann man erst P_1 und P_2 zu einer

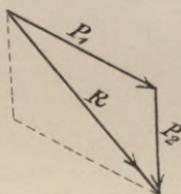


Fig. 190. Kräfteparallelogramm.

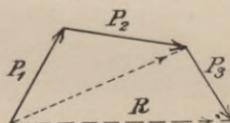


Fig. 191. Krafted.

Mittelkraft R_1 zusammenziehen und dann R_1 und P_3 zu einer Gesamtmittelkraft verbinden. Kürzer kommt man zum Ziele, wenn man P_1, P_2 und P_3 zu einem Kräftezuge aneinanderreicht und dann die Schlußlinie R zieht (Fig. 191). Man nennt eine solch geschlossene Figur ein Kräftepolygon oder ein Krafted. In welcher Reihenfolge die Kräfte aneinander gefügt werden, ist gleichgültig.

Wird $R = 0$, so sind die Kräfte im Gleichgewicht. Die Kräfte lassen sich dann zu einer geschlossenen Figur so aneinanderreihen, daß sich in derselben nie zwei Pfeile begegnen, daß man das Polygon, den Pfeilen folgend, ohne Unterbrechung umfahren kann. Ein solches Kräftepolygon besitzt einen stetigen Umfahrungsinn, während das Kräftepolygon in Fig. 191 durch den Pfeil der Kraft R unstetig wird.

Haben die Kräfte keinen gemeinsamen Angriffspunkt, so kann man nach folgendem Beispiel verfahren.

Beispiel. Für den Landpfeiler einer Balkenbrücke (Fig. 192) sind Balkendruck P , Eigengewicht G und Erddruck E zu einer Mittelkraft zu vereinigen.

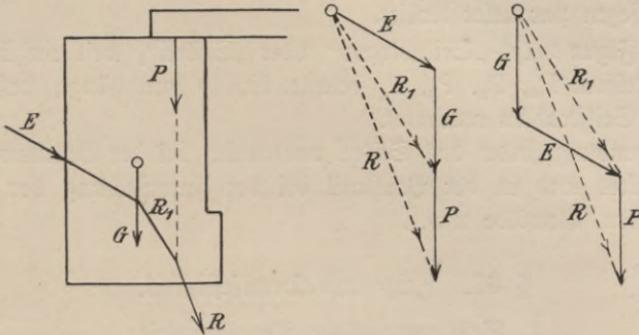


Fig. 192. Brückenpfeiler.

Man zeichnet zunächst das Kräfteck, bringt E mit G zum Schnitt, zieht R_1 , dann bringt man R_1 mit P zum Schnitt und zieht schließlich die Mittelkraft R .

2. Das Seilpolygon (Seileck).

Lassen sich die Kräfte nicht zu einem Kräfteck vereinigen, so bedient man sich zur Bestimmung der Mittelkraft des Seilecks. Soll z. B. die Mittelkraft von P_1, P_2, P_3 und P_4 gefunden werden (Fig. 193), so

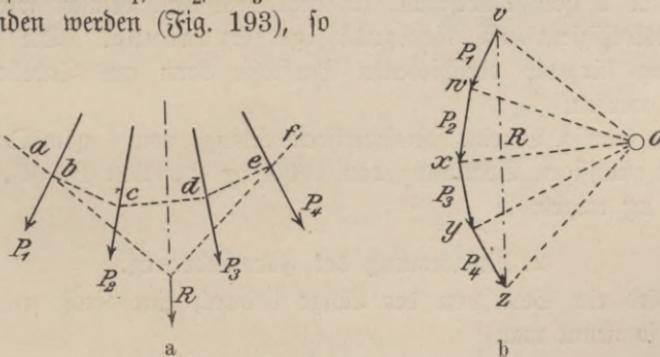


Fig. 193. Seileck.

reicht man zunächst diese Kräfte zu einem Kräftezug aneinander (Linie vz in Fig. 193 b), wählt dann einen beliebigen Pol O und zieht von

diesem aus Strahlen $0v$, $0w$, $0x$, $0y$ und $0z$. Nunmehr wählt man in P_1 (Fig. 193 a) einen beliebigen Punkt b und zieht die Linien $ab \parallel 0v$, $bc \parallel 0w$, $cd \parallel 0x$, $de \parallel 0y$, $ef \parallel 0z$ und verlängert ab und ef , so geht durch deren Schnittpunkt die gesuchte Mittelkraft R . Die Größe und Richtung von R ist dargestellt durch die Schlußlinie R im Kräftezuge mit der Richtung vz . Besonders bequem wird das Verfahren beim Zusammensetzen paralleler Kräfte.

Die Figur heißt „Seilpolygon“ oder „Seileck“, weil ein Seil, das mit den Kräften P_1 , P_2 , P_3 , P_4 belastet ist, so durchhängt, daß es die Form der Seilstrahlen annimmt.

Anwendung findet das Seileck namentlich bei der Bestimmung des Schwerpunktes und in der Baustatik bei der Untersuchung der Spannerwerke (Balken, Gewölbe usw.).

§ 67. Zug- und Druckfestigkeit.

1. Bestimmung der Tragfähigkeit.

Bei konzentrischer Belastung ist die Tragfähigkeit eines Stabes

$$P = F k, \quad (178)$$

wenn P die Last in kg, F den Querschnitt des Stabes in qcm und k die zulässige Belastung für 1 qcm oder den Festigkeitskoeffizient bedeutet. Aus Gleichung (178) ergibt sich die Spannung

$$k = \frac{P}{F}. \quad (179)$$

Spannung bezeichnet demnach die Zahl, die angibt, mit wie viel Kilogramm 1 qcm Querschnitt im gegebenen Fall belastet wird. Der Festigkeitskoeffizient ist die zulässige Spannung. Die zulässige Spannung für die verschiedenen Baustoffe kann aus Tabelle 9 entnommen werden.

Es kann z. B. eine schmiedeeiserne Stange von 4 qcm Querschnitt bei einer zulässigen Spannung von 1000 kg eine Last $P = 4 \cdot 1000 = 4000$ kg tragen.

2. Bestimmung der Formänderung.

Wird ein Stab von der Länge l durch eine Kraft um λ verlängert, so nennt man

$$E = \frac{\lambda}{l}. \quad (180)$$

die Dehnung. Nach dem Hookeschen Gesetz ist die Dehnung proportional der Spannung, demnach

$$\frac{E}{E_1} = \frac{k}{k_1}, \quad E = \frac{E_1}{k_1} \cdot k = \alpha k,$$

$$E = \frac{\lambda}{l} = \alpha k = \alpha \cdot \frac{P}{F}. \quad (181)$$

Der Koeffizient α heißt Dehnungskoeffizient. Den reziproken Wert von $\alpha = \frac{1}{\alpha}$ nennt man Elastizitätsmodul oder Elastizitätsmaß; man bezeichnet dieses Maß mit E. Es ist

$$E = \frac{1}{\alpha}. \quad (182)$$

Nach Gleichung (181) ist

$$\alpha = \frac{E}{k} = \frac{\lambda}{l} : k = \frac{\lambda}{lk},$$

folglich

$$\frac{\lambda}{lk} = \frac{1}{E},$$

$$\lambda = l \cdot \frac{k}{E} \quad (183)$$

oder den Wert aus Gleichung (179) eingesetzt

$$\lambda = \frac{Pl}{FE}. \quad (184)$$

Aus den Gleichungen (183) und (184) ergibt sich: die Verlängerung λ ist proportional der Stablänge l , der Spannung k und der Belastung P , sie ist umgekehrt proportional dem Querschnitt F und dem Elastizitätsmodul E . Der Elastizitätsmodul ist die Spannung, bei der ein Körper auf seine doppelte Länge ausgedehnt wird; er wird durch Versuche bestimmt.

Obwohl sich nun gezeigt hat, daß das Hooke'sche Gesetz nur für wenige Stoffe gültig ist, wird es doch für alle in der Praxis zur Anwendung kommenden Stoffe benutzt, wenn sie zum Tragen von Lasten gebraucht werden. Auch die maßgebenden Behörden schreiben seine Anwendung vor.

Beispiel. Welche Verlängerung erleidet eine 2 m lange schmiedeeiserne Stange von 4 qcm Querschnitt, wenn dieselbe einem Zuge von 4000 kg widersteht und $E = 2000000$ gesetzt wird?

$$\lambda = \frac{4000 \cdot 200}{4 \cdot 2000000} = 0,1 \text{ cm} = 1 \text{ mm}.$$

Beispiel. Welchen Querschnitt müßte die Stange erhalten, wenn die Verlängerung $\lambda = 0,5 \text{ mm} = 0,05 \text{ cm}$ betragen soll?

$$F = \frac{Pl}{\lambda E} = \frac{4000 \cdot 200}{0,05 \cdot 2000000} = 8 \text{ qcm}.$$

3. Exzentrischer Druck.¹⁾

Bei exzentrisch belasteten Körpern verteilt sich der Druck nicht gleichmäßig über den Querschnitt, sondern es wird die Kante, die der angreifenden Kraft am nächsten liegt, am stärksten gepreßt. Bezeichnet beim rechteckigen Querschnitt k_1 die größte und k_2 die kleinste Randspannung für 1 qem, P den auf 1 cm Querschnittslänge entfallenden Druck in Kilogramm, b die Querschnittsbreite in Zentimetern und e den Abstand der Kraft P von der Querschnittsmitte in Zentimetern (Fig. 194—196), so ist ²⁾

$$k_1 = \frac{P}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right), \quad (185)$$

$$k_2 = \frac{P}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right). \quad (186)$$

Hieraus ergibt sich für $e = 0$,

$$k_1 = k_2 = \frac{P}{b}, \quad (187)$$

für $e = \frac{b}{6}$,

$$k_1 = \frac{2P}{b}; \quad k_2 = 0, \quad (188)$$

für $e > \frac{b}{6}$,

$$k_1 = \frac{2P}{3 \left(\frac{1}{2} b - e \right)} \quad (189)$$

und in der Entfernung $3 \left(\frac{1}{2} b - e \right)$ von der Kante, in welcher die Spannung k_1 auftritt, wird $k_2 = 0$.

Beispiel. Eine Mauer von 2,0 m Länge und 0,8 m Breite wird so belastet, daß die Mittelkraft aus Mauergewicht und Auflast = 20 000 kg um $e = 0,10$ m von der Mitte der Fundamentfuge entfernt bleibt. Wie groß sind die Randspannungen?

Es ist die Belastung für 1 cm Mauerlänge $P = \frac{20000}{200} = 100$ kg.

$$k_1 = \frac{100}{80} \left(1 + \frac{6 \cdot 10}{80} \right) = 2,2 \text{ kg},$$

$$k_2 = \frac{100}{80} \left(1 - \frac{6 \cdot 10}{80} \right) = 0,3 \text{ kg}.$$

Die Fig. 194—197 zeigen Mauern mit dem rechteckigen Querschnitt F , der Breite b und der Länge l . Ist P die lotrecht wirkende

¹⁾ Band I, S. 248.

²⁾ Die Ableitung der Formeln wird in § 74 gegeben.

Druckkraft, dann wird je nach der Lage von P eine Formänderung eintreten derart, daß die Lagerfuge $m\ n$ in die Lage $m_1\ n_1$ kommt. Die Formänderung ist proportional der Belastung, sie ist gleich der schraffierten Fläche. Weil P durch den Schwerpunkt der schraffierten Fläche

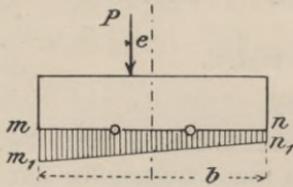


Fig. 194. Exzentrischer Druck.

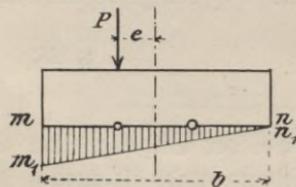


Fig. 195. Exzentrischer Druck.

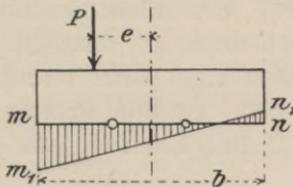


Fig. 196. Exzentrischer Druck.

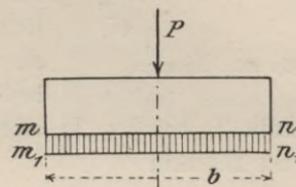


Fig. 197. Konzentrischer Druck.

gehen muß, so folgt aus den Figuren: die Mauer erhält in derselben Lagerfuge überall gleichen Druck, wenn P konzentrisch wirkt und ungleichen Druck, wenn P exzentrisch angreift; sie wird nur dann in der ganzen Breite gedrückt, wenn P im inneren Drittel der Breite — im Kern bleibt. Die Grenzpunkte des Kerns heißen Kernpunkte.

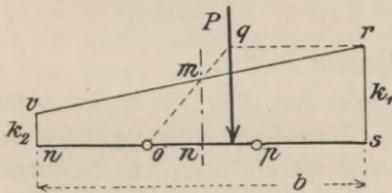


Fig. 198. Exzentrischer Druck.

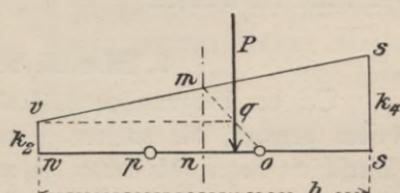


Fig. 199. Exzentrischer Druck.

Die Zugfestigkeit des Mauerwerks ist nur gering, deshalb wird diese meist vernachlässigt; man berechnet die Spannungen nur aus den schraffierten Druckflächen. Die Formeln 185—189 können auch aus den Fig. 194—196 abgeleitet werden.

Durch Zeichnung findet man k_1 und k_2 wie folgt: Man bestimmt die Kernpunkte o , p und den Mittelpunkt n (Fig. 198 und 199),

errichtet in n ein Lot mn von der Höhe $P : b$, zieht durch m und o eine Gerade, welche P in q schneidet, zieht durch q parallel mit ws die Linie qr (Fig. 198) oder qv (Fig. 199) und zieht schließlich die Geraden rmv (oder vms), so hat man in den Lotrechten rs (oder ss) und vw die gesuchten Randspannungen k_1 und k_2 .

§ 68. Biegungsfestigkeit.

1. Allgemeines.

Bei der Biegung eines Stabes erstreben die Belastungen die Querverschiebung und gleichzeitig die Drehung eines rechtwinklig zur Stabachse gelegten Schnittes. Bei der Biegung hat man es daher mit Querkraften (Transversal-, Schub-, Vertikalkräften) und mit statischen Momenten zu tun. Ist z. B. ein Stab an dem einen Ende unwandelbar befestigt (Fig. 200), an dem anderen durch eine Kraft P belastet, so erzeugt P in C eine Querkraft und gleichzeitig ein Moment

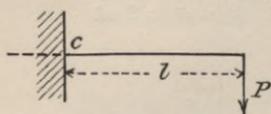


Fig. 200. Biegung.

$$M = Pl. \quad (190)$$

Jedes durch die Belastung des Stabes erzeugte Moment heißt angreifendes Moment, Biegemoment oder Moment der äußeren Kräfte. Damit der Stab nicht bricht, müssen die im Innern desselben tätig werdenden Kräfte — das sind die in den einzelnen Fasern auftretenden Widerstände — ein Moment erzeugen, das dem Biegemoment gleich ist und diesem entgegengesetzt wirkt, es ist das Moment der inneren Kräfte.

2. Moment der inneren Kräfte.

Bei der Biegung eines Stabes nach Fig. 200 werden die oberen Fasern gezogen, die unteren gedrückt. Dazwischen muß irgendwo eine Faserschicht liegen, die weder gezogen noch gedrückt wird, und die deshalb neutrale Faserschicht heißt. Die neutrale Schicht schneidet den Querschnitt in einer geraden Linie, der Nulllinie oder der neutralen Achse.

a) Stäbe mit gleicher Zug- und Druckfestigkeit.

Bei diesen Stäben werden die Fasern, welche am weitesten von der Nulllinie entfernt sind, am stärksten gezogen oder gedrückt. Weil nun der Übergang aus dem stärksten Zug in den stärksten Druck ein stetiger ist, so ergibt sich hieraus, daß die Nulllinie durch den Schwerpunkt des Querschnitts geht.

Es wird angenommen, der Querschnitt mn (Fig. 201) drehe sich bei der Biegung um die Nulllinie nach $m_1 n_1$, so stellt das obere Dreieck die Verlängerung, das untere die Verkürzung der Fasern dar. Weil die Formänderung proportional der Spannung ist, so zeigen die Dreiecke auch die Spannungen der Fasern. Eine Faser vom Querschnitt f widersteht einem Zuge $p = f k_1$, wenn k_1 die Spannung der Faser bedeutet. Es ist aber

$$\frac{k_1}{k} = \frac{y}{a}; \quad k_1 = k \frac{y}{a},$$

$$p = f k \frac{y}{a}.$$

Es wirkt p am Hebelarm y , demnach ist das Moment der Faser in bezug auf die Nulllinie

$$m = f k \frac{y}{a} \cdot y$$

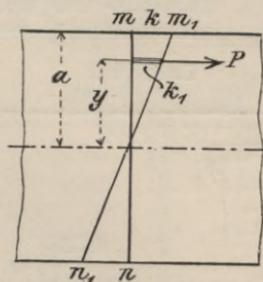


Fig. 201. Innere Kräfte.

und die Summe aller Momente des Querschnitts

$$M = \frac{k}{a} \sum f y^2. \quad (191)$$

Wir setzen

$$\sum f y^2 = J \quad (192)$$

und nennen J das auf die neutrale Achse bezogene Trägheitsmoment des Querschnitts oder das äquatoriale Trägheitsmoment.

Aus Formel (192) ergibt sich:

Man findet das äquatoriale Trägheitsmoment eines Querschnitts, wenn man den Querschnitt in unendlich viele und unendlich kleine Teile zerlegt, jedes dieser Flächenteilchen mit dem Quadrate seines Abstandes von der neutralen Achse multipliziert und die Produkte addiert.

Wir setzen ferner

$$\frac{J}{a} = W \quad (193)$$

und nennen W das Widerstandsmoment. Man findet das Widerstandsmoment, wenn man das Trägheitsmoment durch den Abstand der stärksten gespannten Faser von der neutralen Achse dividiert.

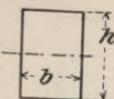
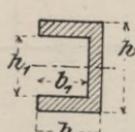
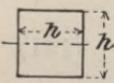
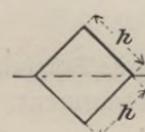
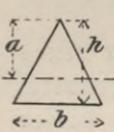
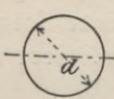
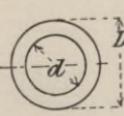
Aus den Formeln 191—193 ergibt sich das Moment der inneren Kräfte

$$M = k \frac{J}{a} = k W. \quad (194)$$

Die zulässige Spannung k ist in § 38, Band I und § 53, Band II angegeben. — Mit Ausnahme des Kreises und des Kreisringes haben alle Querschnitte ein größtes und ein kleinstes Trägheitsmoment und Widerstandsmoment. Für einige Querschnitte sind diese Momente in nachstehender Tabelle vermerkt.

Tabelle 14.

Trägheits- und Widerstandsmomente verschiedener Querschnitte.

Querschnitt	Trägheitsmoment J	Widerstandsmoment W
	$J = \frac{bh^3}{12}$	$W = \frac{bh^2}{6}$
	$J = \frac{1}{12} (bh^3 - b_1 h_1^3)$	$W = \frac{bh^3 - b_1 h_1^3}{6h}$
	$J = \frac{h^4}{12}$	$W = \frac{h^3}{6}$
	$J = \frac{h^4}{12}$	$W = \frac{\sqrt{2}}{12} \cdot h^3 = 0,1179 h^3$
	$J = \frac{bh^3}{36}; \quad a = \frac{2}{3} h$	$W = \frac{bh^2}{24}$
	$J = \frac{\pi d^4}{64} = 0,0491 d^4$	$W = \frac{\pi d^3}{32} = 0,0982 d^3$
	$J = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4)$	$W = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D}$

Weitere Trägheits- und Widerstandsmomente können aus den Tabellen 8—18, Band I entnommen oder für zusammengesetzte Querschnitte wie folgt berechnet werden.

Es ist das Trägheitsmoment J in bezug auf die neutrale Achse xx (Fig. 202)

$$J = \sum y^2 f.$$

Zieht man in der Entfernung a_1 die Achse $nn \parallel xx$, so ist das Trägheitsmoment J_1 bezogen auf die Achse nn

$$J_1 = \Sigma (y + a_1)^2 f,$$

$$J_1 = \Sigma y^2 f + 2 a_1 \Sigma y f + a_1^2 \Sigma f.$$

In diesem Ausdruck bedeutet Σf den Flächeninhalt F des Querschnitts, ferner ist $\Sigma y f$ das statische Moment des Querschnitts bezogen auf die Schwerachse xx , mithin $\Sigma y f = 0$. Es wird demnach

$$J_1 = J + F a_1^2.$$

Wenn das Trägheitsmoment J des zusammengesetzten Querschnittes aus den bekannten Trägheitsmomenten $J_1 J_2 \dots$, den Querschnittsflächen $F_1 F_2 \dots$ und den Abständen $a_1 a_2 \dots$ berechnet werden soll, so ergibt sich die Gleichung

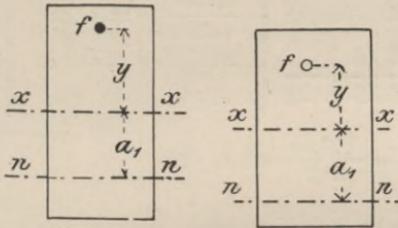


Fig. 202. Trägheitsmoment.

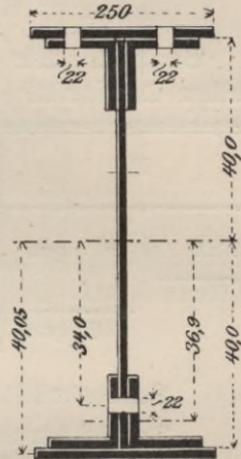


Fig. 203. Querschnitt.

$$J = J_1 + F_1 a_1^2 + J_2 + F_2 a_2^2 + \dots \quad (195)$$

Beispiel. Für den in Fig. 203 dargestellten Querschnitt sind J und W zu berechnen.

Für die Winkelisen können Querschnittsgröße, Trägheitsmoment und Schwerpunktsabstand aus Tabelle 9, Band I entnommen werden. (Alsdann ist¹⁾)

F	J_1	a
$1 \cdot 800/12 = 96 \text{ qcm}$	$\frac{1,2 \cdot 80^3}{12} = 51200 \text{ cm}^4$	0 cm
$4 \sqrt{110 : 10} = 84,6 \text{ ''}$	$4 \cdot 239 = 956 \text{ ''}$	36,9 ''
$2 \cdot 250/10 = 50 \text{ ''}$	$\frac{25 \cdot 1^3}{12} = 2 \text{ ''}$	40,5 ''

¹⁾ In Fig. 203 muß es 40,5 statt 40,05 heißen.

$$J = 51200 + 956 + 84,8 \cdot 36,9^2 + 2 + 50 \cdot 40,5^2 = 249635 \text{ cm}^4.$$

Abzug für Nietlöcher:

$$2 \cdot 2,2 \cdot 2,0 \cdot 40^2 = 14080$$

$$1 \cdot 2,2 \cdot 3,2 \cdot 34^2 = 8138$$

zusammen ab

$$\underline{22218}$$

$$J = 227417 \text{ cm}^4.$$

(J_1 ist bei den Nietlöchern sehr klein und deshalb weggelassen.)

$$W = \frac{227417}{41,0} = 5546 \text{ cm}^3.$$

Beispiel. Wie groß werden J und W bei dem in Fig. 204 dargestellten Querschnitt?

F	Statisches Moment	J_1	a_1
1. $300/10 = 30$ qcm	$\cdot 15 = 450$ cm/kg	$\frac{1 \cdot 30^3}{12} = 2250$ cm ⁴	6,4
$2 \sqrt{80:10} = 30,2$ "	$\cdot 2,3 = 69,46$ "	$2 \cdot 87,5 = 175$ "	6,3
60,2 qcm	519,46 cm/kg		

$$\text{Schwerpunkt Abstand: } x = \frac{519,46}{60,2} = 8,6 \text{ cm.}$$

Trägheitsmoment:

$$J = 2250 + 30 \cdot 6,4^2 + 175 + 30,2 \cdot 6,3^2 = 4853 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Widerstandsmoment: } W = \frac{J}{a} = \frac{4853}{21,4} = 226,8 \text{ cm}^3.$$

Weitere Beispiele sind in den Tabellen 9, 10, 11 und 13, Band I gegeben.

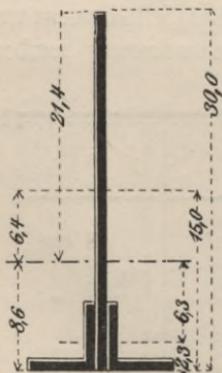


Fig. 204. Querschnitt.

Die Spannung einer beliebigen Faser im Abstand y von der Nulllinie findet man wie folgt:

Nach Formel (194) ist

$$M = k \cdot \frac{J}{a}.$$

Die Entwicklung der Formel (191) (Fig. 201) zeigt

$$\frac{k}{k_1} = \frac{a}{y}; \quad k = k_1 \cdot \frac{a}{y};$$

demnach

$$M = k_1 \cdot \frac{a}{y} \cdot \frac{J}{a} = k_1 \cdot \frac{J}{y},$$

$$k_1 = \frac{M}{J} \cdot y. \quad (196)$$

In Worten: Die Spannung k_1 einer beliebigen Faser ergibt sich, wenn man das Biegemoment durch das Trägheitsmoment des Querschnitts dividiert und mit dem Abstand der Faser von der Nulllinie multipliziert. — Formel 196 nennt man auch die Biegeformel.

b) Stäbe mit ungleicher Zug- und Druckfestigkeit sind z. B. solche aus Holz, Gußeisen und Eisenbeton. Für Holz und Gußeisen wird oft der kleinste Wert der zulässigen Spannung (Zugspannung bei Gußeisen) in vorstehende Formeln eingesetzt. Die Berechnung des Eisenbetons wird in § 76 angegeben.

§ 69. Biegefestigkeit eines Trägers zwischen zwei Stützen bei ständiger Belastung.

Ein Balken werde an einer beliebigen Stelle c durchgeschnitten (Fig. 205). Die Mittelkraft aus den am linken Teile angreifenden Kräften A , P_1 und P_2 ist, wenn die Richtung nach oben positiv angenommen wird,

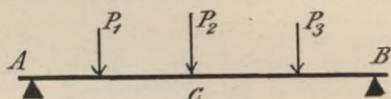


Fig. 205. Querkraft.

$$Q = A - P_1 - P_2. \quad (197)$$

Sie heißt Querkraft für den Querschnitt c , auch Vertikalkraft. Die Querkraft sucht das linke Balkenstück in senkrechter Richtung zu verschieben, welche Bewegung durch die im Querschnitt c hervorgerufene Schubspannung verhindert wird.

1. Bestimmung der Querkraft und des Biegemomentes durch Zeichnung.

Man vereinigt die auf den Balken wirkenden Kräfte P_1 , P_2 , P_3 und P_4 zu einem Kräftezug DE (Fig. 206 c), wählt einen beliebigen Pol O , zieht die Polstrahlen I, II, III, IV, V und zeichnet nach den bekannten Regeln das Seilpolygon (Fig. 206 b). Dasselbe schneidet die Auflager senkrecht in den Punkten a und b , welche durch die Schlußlinie s verbunden werden. Eine durch den Pol zu s gezogene Parallele (Fig. 206 c) zerlegt den Kräftezug in die Auflagerdrücke A und B . Der obere Teil ist gleich A , denn diese Kraft ist im Punkte a mit den Seilkräften I und s im Gleichgewicht, muß also mit den Polstrahlen I und s ein Dreieck bilden.

Die Querkraften ergeben sich aus der Querkraftkurve (Fig. 206 a), deren Konstruktion aus der Figur leicht zu ersehen ist.

Das Biegemoment ist

$$M = Hy, \quad (198)$$

wenn H die Polweite (Fig. 206 c) und y die auf die Schlußlinie bezogene Ordinate des Seilpolygons bedeutet (Fig. 206 b). Die

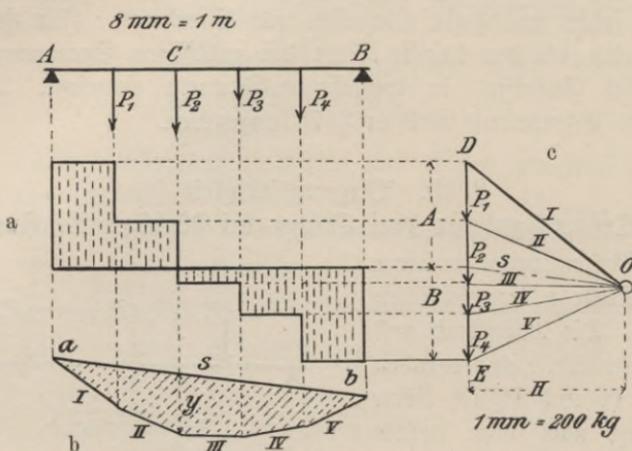


Fig. 206. Querkraftkurve.

Momente wachsen wie y . — Die Bestimmung der Biegemomente mit Hilfe des Seilpolygons hat zuerst Culmann gezeigt. Daher nennt man auch die vom Seilpolygon und der Schlußlinie begrenzte (in der

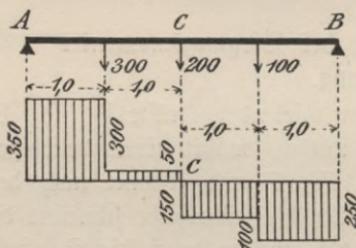


Fig. 207. Querkraftkurve.

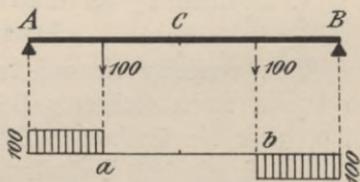


Fig. 208. Querkraftkurve.

Figur schraffierte) Fläche die Culmannsche Momentenfläche. — In dem Produkte Hy ist y im Längenmaßstab und H im Kraftmaßstab oder umgekehrt abzumessen.

Der gefährliche Querschnitt eines Balkens liegt dort, wo y am größten ist, wo also die Summe der Querkräfte gleich Null wird oder

die Querkraftkurve die Horizontale durchschneidet (Fig. 206 a), wie später nachgewiesen werden soll. Die Fig. 206—210 zeigen Querkraftkurven für verschiedene Belastungen durch Einzellasten und gleichmäßig verteilte Lasten. Bei Fig. 208 liegt der gefährliche Querschnitt C an einer beliebigen Stelle zwischen A und B. In Fig. 209 folgt aus der Ähnlichkeit der Dreiecke $x : (2,0 - x) = 60 : 200$; $x = 0,47$ m.

Das größte Biegemoment erhält man, wenn der Balken in A oder B oder C festgehalten wird, für Fig. 207:

$$M = 300 \cdot 100 + 50 \cdot 200 = 40000 \text{ cm/kg.}$$

$$M = 100 \cdot 100 + 150 \cdot 200 = 40000 \text{ „}$$

$$M = 350 \cdot 200 - 300 \cdot 100 = 40000 \text{ „}$$

und für Fig. 209:

$$M = 400 \cdot 100 + 47 \cdot 123,5 = 45805 \text{ cm/kg.}$$

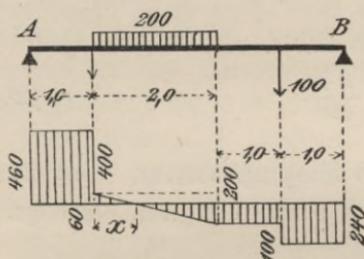


Fig. 209. Querkraftkurve.

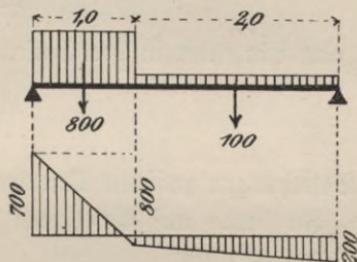


Fig. 210. Querkraftkurve.

Um die Momentsfläche für eine zusammenhängende (etwa gleichmäßig verteilte) Last zu bestimmen, teilt man die Belastung in eine Anzahl gleichbreiter Streifen und betrachtet diese als Einzellasten, wie bei den „Gewölben“ näher gezeigt wird.

2. Bestimmung der Querkraft und des Biegemomentes durch Rechnung.

Der in Fig. 206 dargestellte Träger habe eine Länge $AB = 5$ m; die Lasten betragen $P_1 = 2000$ kg, $P_2 = 2000$ kg, $P_3 = 1000$ kg, $P_4 = 1500$ kg, die Entfernung von Auflager bis Last und von Last bis Last je 1 m, so wird der Lagerdruck:

$$A = \frac{2000 \cdot 4 + 2000 \cdot 3 + 1000 \cdot 2 + 1500 \cdot 1}{5} = 3500 \text{ kg,}$$

$$B = 2000 + 2000 + 1000 + 1500 - 3500 = 3000 \text{ kg.}$$

Das Biegemoment ist

$$M = 3500 \cdot 200 - 2000 \cdot 100 = 500000 \text{ cm/kg.}$$

$$H = 5000 \text{ kg, } y = 1,0 \text{ m, } M = 5000 \cdot 100 = 500000 \text{ cm/kg.}$$

Besteht der Träger aus Flußeisen, so wird das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{k} = \frac{500000}{1000} = 500 \text{ cm}^3.$$

Dem entspricht nach Tabelle 12, Band I ein I-Träger Nr. 28 mit $W = 541 \text{ cm}^3$.

Sonderfälle. Bezeichnet P die Last und l die Stützweite, so ist für eine Einzellast in der Mitte des Trägers

$$M = \frac{Pl}{4}, \quad (199)$$

für eine gleichmäßig verteilte Last

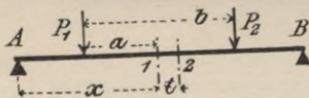
$$M = \frac{Pl}{8}, \quad (200)$$

für eine Einzellast in der Entfernung m und n von den Auflagern

$$M = P \cdot \frac{m \cdot n}{l}. \quad (201)$$

3. Beziehungen zwischen Querkraft und Biegemoment. (Fig. 211.)

In bezug auf die beiden Schnitte 1 und 2 ergeben sich folgende Biegemomente:



$$M_2 = A(x+t) - P_1(a+t),$$

$$M_1 = Ax - P_1 a.$$

Der Unterschied beträgt

$$M_2 - M_1 = At - P_1 t = (A - P_1)t.$$

Fig. 211. Querkraft- und Biegemoment.

Nun ist aber $A - P_1$ die Quersumme Q des Feldes b , demnach

$$M_2 - M_1 = Qt. \quad (202)$$

In Worten: Der Unterschied zwischen den Momenten zweier aufeinanderfolgenden Querschnitte ist gleich der Querkraft des Feldes, in dem die Querschnitte liegen, multipliziert mit dem Abstand der Querschnitte.

Aus Gleichung 202 ergibt sich: Ist die Querkraft Q positiv, so ist auch der Unterschied zweier aufeinander folgenden Momente positiv, d. h. dann ist das folgende Moment (von A aus gerechnet) größer als das vorhergehende. Ist aber Q negativ, dann ist auch der Unterschied

der beiden Momente negativ; dann ist das folgende Moment kleiner als das vorhergehende. Solange die Querkraft positiv ist, wachsen die Momente, sobald die Querkraft negativ wird, nehmen sie wieder ab. Von A aus wachsen die Biegemomente ständig bis zu der Stelle, wo die Querkraft negativ wird (Fig. 206). An dieser Stelle hat das Biegemoment seinen größten Wert erreicht. Das größte Biegemoment entsteht also an der Stelle, wo die Querkraft ihre Vorzeichen wechselt, wo also die Summe der Querkräfte gleich Null wird. Der Querschnitt dortselbst heißt der gefährliche Querschnitt des Balkens.

§ 70. Biegefestigkeit eines Trägers zwischen 2 Stützen bei beweglicher Belastung.

1. Von den Einflußlinien im allgemeinen.

Den Einfluß, den über einen Träger rollende Lasten auf diesen ausüben, kann man darstellen durch Einflußlinien. Man trägt an einer Horizontalen A_1B_1 (Fig. 212) unter den einzelnen Laststellungen den Einfluß η , welchen die Kraft „Eins“ (Krafteinheit) dort ausübt, als Ordinate an und verbindet die Endpunkte der Ordinaten. Diese Verbindungslinie heißt Einflußlinie, und die von der Einflußlinie und der Horizontalen A_1B_1 begrenzte Fläche Einflußfläche. Der Einfluß der Kraft P ist alsdann für die gezeichnete Stelle $z = P\eta$. Nachstehend soll der Einfluß, den wandernde Lasten auf die Stützen, Querkräfte und Biegemomente hervorbringen, gezeigt werden. Wir unterscheiden dementsprechend Einflußlinien für den Auflagerdruck, Einflußlinien für die Querkräfte und die Einflußlinien für die Biegemomente.

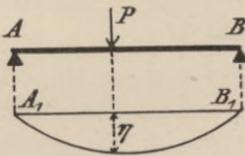


Fig. 212. Einflußlinie.

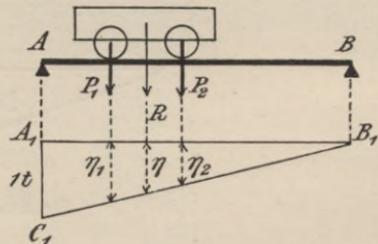


Fig. 213. Einflußlinie.

2. Einflußlinie für den Auflagerdruck (A-Ginie).

a) Unmittelbare Belastung.

Einzellasten (Fig. 213). Man zieht $A_1B_1 \parallel AB$, macht $A_1C_1 = 1 \text{ t}$ und zieht C_1B_1 , so ist C_1B_1 die Einflußlinie. Der Lagerdruck ist

$$A = P_1 \eta_1 + P_2 \eta_2 = R \eta, \quad (203)$$

wenn R die Mittelkraft von P_1 und P_2 bedeutet.

Berteilte und Einzellast (Fig. 214). Bezeichnet p die gleichmäßig verteilte Last für die Längeneinheit, so ist

$$A = P\eta + p \cdot \frac{\eta_1 + \eta_2}{2} \cdot s,$$

$$A = P\eta + ps\eta_0. \quad (204)$$

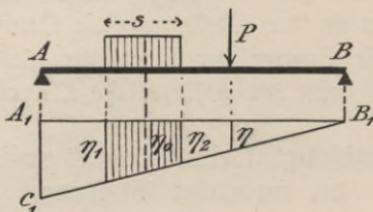


Fig. 214. Einflußlinie.

b) Mittelbare Belastung.

Einzellast. Die Mittelstütze A sei nach Fig. 215 belastet. Ausdann zieht man wieder $A_1C_1 = 1$ t und die gebrochene Einflußlinie B_1EDB_2 , so erhält man den Stützendruck $A = P\eta$. Aus der Figur

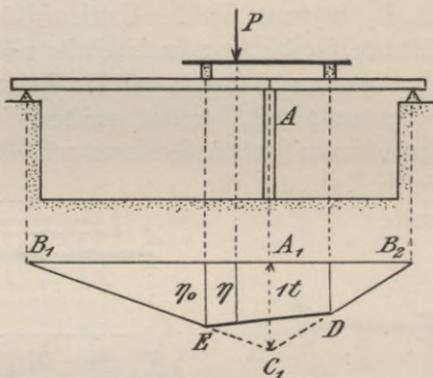


Fig. 215. Einflußlinie.

ergibt sich, daß der Stützendruck seinen Größtwert erreicht, wenn P über dem linksseitigen Querträger steht; alsdann wird $A = P\eta_0$.

Berteilte und Einzel-Lasten (Fig. 216). Zieht man wieder $A_1C_1 = 1$ t, ferner die gebrochene Einflußlinie $DEFG$, so erhält man den gesuchten Lagerdruck

$$A = P_1\eta_1 + P_2\eta_2 + P \left(\frac{a\eta_5}{2} + \frac{b\eta_3}{2} + \frac{c\eta_4}{2} \right), \quad (205)$$

wenn p die ständige Belastung für die Längeneinheit bedeutet. Das

Lager A wird den größten Druck erhalten, wenn die Produkte $P\eta$ oder die Ordinaten η_1 und η_2 am größten werden. Dieses tritt ein bei der gezeichneten Stellung, wie aus der Einflußlinie erschen werden kann.

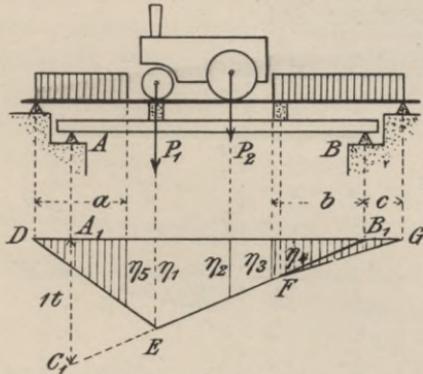


Fig. 216. Einflußlinie.

Zahlenbeispiel. Es sei $P_1 = 7,2$ t, $P_2 = 5,4$ t, $p = 1,0$ t, $a = 4$ m, $b = 4$ m, $c = 1,8$ m, $\eta_1 = 0,7$ t, $\eta_2 = 0,44$ t, $\eta_3 = 0,32$ t, $\eta_4 = 0,28$ t, $\eta_5 = 0,56$ t, so wird

$$A = 7,2 \cdot 0,7 + 5,4 \cdot 0,44 + 1,0 \left(\frac{4,0 \cdot 0,56}{2} + \frac{4,0 \cdot 0,32}{2} + \frac{1,8 \cdot 0,28}{2} \right) = 9,41 \text{ t.}$$

3. Einflußlinie für die Querkräfte und Biegemomente.

Durch die Einflußlinien sollen für einen beliebigen aber feststehenden Querschnitt die verschiedenen Werte, welche die Querkraft und das Biegemoment infolge des Wanderns der Last „Eins“ annimmt, dargestellt werden.

a) Unmittelbare Belastung.

Einflußlinie für die Querkräfte. Bezeichnet man bei einem Stab, der auf zwei Stützen ruht und durch eine Kraft P belastet wird, die Lagerdrücke mit A und B , so ist $A + B = P$ oder $A = -B + P$. Durchschneidet man den Stab an der Stelle m (Fig. 217), so folgt: Wirkt die Kraft rechts vom Schnitt (Laststellung I), so ist die Querkraft $Q = A$, wirkt aber die Kraft links vom Schnitt (Laststellung II), so ist die Querkraft $Q = -B$; in beiden Fällen ist die Querkraft gleich dem Auflagerdruck. Man findet daher die Einflußlinien für die Querkräfte, indem man die Einflußlinien für die Auflagerdrücke zeichnet, den Lagerdruck A aber positiv, den Lagerdruck B negativ nimmt. Zieht man in Fig. 217 b die Linien $A'C' = 1,0$ t, $B'D' = 1,0$ t, dann $A'D'$ und

$C'B'$ und fällt das Lot mF' , so hat man in $A'E'F'B'$ die Einflußlinie für den Querschnitt m . Es ist alsdann beispielsweise die Querkraft für die Laststellung I: $Q = +P \eta_1$ und für die Laststellung II: $Q = -P \eta_2$. In der Stellung III springt die Einflußlinie von dem positiven in den negativen Teil.

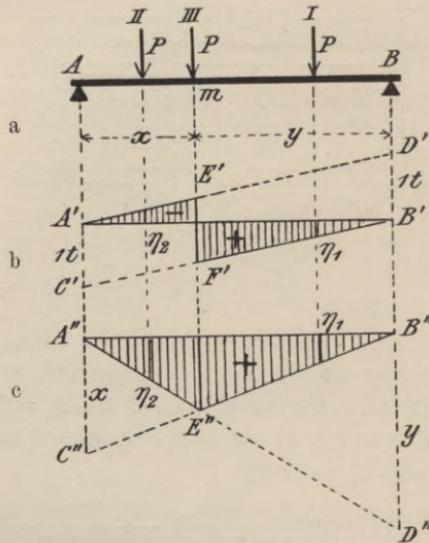


Fig. 217. Einflußlinie.

Einflußlinie für die Biegemomente. Bei der Stellung I ergibt sich für den Schnitt m das Moment

$$M_1 = Ax, \quad (206)$$

denn der Balken wird durch B und P gehalten und durch A in m gedreht. Für die Stellung II ist

$$M_2 = By. \quad (207)$$

Man findet daher die Biegemomente, wenn man die Lagerdrücke mit x oder y multipliziert. Zieht man in Fig. 217 c die Linie $A''C'' = x$, die Linie $B''D'' = y$, ferner die Linien $A''D''$ und $C''B''$, so hat man in $A''E''B''$ die gesuchte Einflußlinie. Es ist alsdann

$$M_1 = P \eta_1 \quad \text{und} \quad M_2 = P \eta_2. \quad (208)$$

Aus der Figur ergibt sich, daß der Schnittpunkt E'' lotrecht unter m liegt. Man kann daher die Einflußlinie auch finden, wenn man C'' bestimmt, dann die Linie $C''B''$ zieht, nunmehr das Lot mE'' fällt und schließlich E'' mit B'' verbindet.

b) Mittelbare Belastung.

Für die mittelbare Belastung ergeben sich die in Fig. 218 gezeichneten Einflußlinien, deren Konstruktion aus der Figur ohne weiteres ersehen werden kann. Aus Fig. 218b folgt: Alle Schnitte, die innerhalb ein und desselben Feldes liegen, haben die gleiche Einflußlinie für die Querkraft. Aus Fig. 218c ergibt sich: Für die lotrecht unter den Belastungspunkten liegenden Querschnitte sind die Einflußlinien für die Momente bei mittelbarer Belastung gleich denen bei unmittelbarer Belastung.

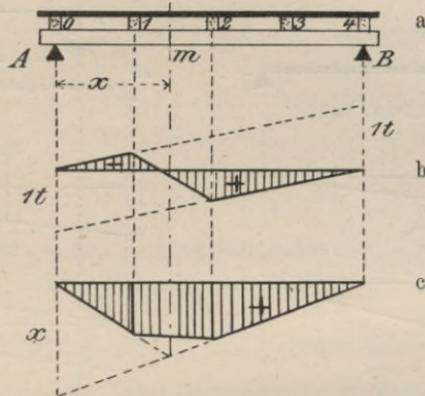


Fig. 218. Einflußlinie.

c) Beispiel.

Die in Fig. 219 gezeichnete Straßenbrücke wird durch eine Dampfwalze belastet. Es sind die größten Biegemomente und Querkräfte für die Punkte 1, 2, 3, 4 zu bestimmen.

Biegemomente. Für den Querschnitt 1 ist $x = 1,2$ m. Es wird nun in Fig. 219b die Linie $ac = 1,2$ m. $1,0$ t = $1,2$ mt in einem zu wählenden Maßstab (hier 1 mt = 6 mm) angetragen, dann c mit b verbunden, das Lot $1d$ gefällt und schließlich die Linie da gezogen. Nachdem die Einflußlinie aufgezeichnet ist, wird diejenige Laststellung aufgesucht, bei der für den Schnitt 1 das größte Biegemoment entsteht. Die Form der Einflußlinie zeigt den einzuschlagenden Weg: Die Lasten müssen dort aufgestellt werden, wo die Einflußlinie die größten Ordinaten hat, also die größte Last (Lenkwalze) über der größten Ordinate und die kleinere Last (Triebwalze) in der gezeichneten Stellung. Nun werden die unter den Lasten befindlichen Ordinaten gemessen; sie betragen im vorliegenden Falle $\eta_1 = 0,88$ mt und $\eta_2 = 0,55$ mt.

Das Biegemoment für den Schnitt 1 ist alsdann

$$M_1 = 5,2 \cdot 0,88 + 3,6 \cdot 0,55 = 6,56 \text{ tm.}$$

In derselben Weise sind die übrigen Momente ermittelt worden. Sie betragen:

$$M_2 = 5,2 \cdot 1,50 + 3,6 \cdot 0,90 = 11,04 \text{ tm}$$

$$M_3 = 5,2 \cdot 1,90 + 3,6 \cdot 0,95 = 13,30 \text{ „}$$

$$M_4 = 5,2 \cdot 2,00 + 3,6 \cdot 0,75 = 13,10 \text{ „}$$

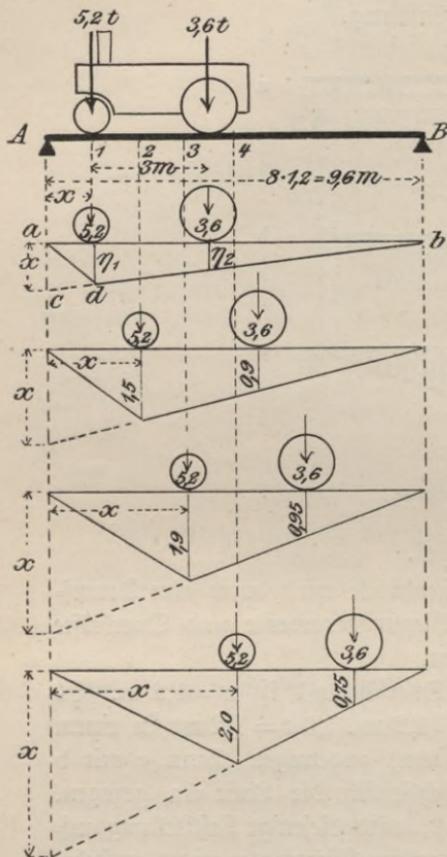


Fig. 219. Berechnung einer Straßenbrücke.

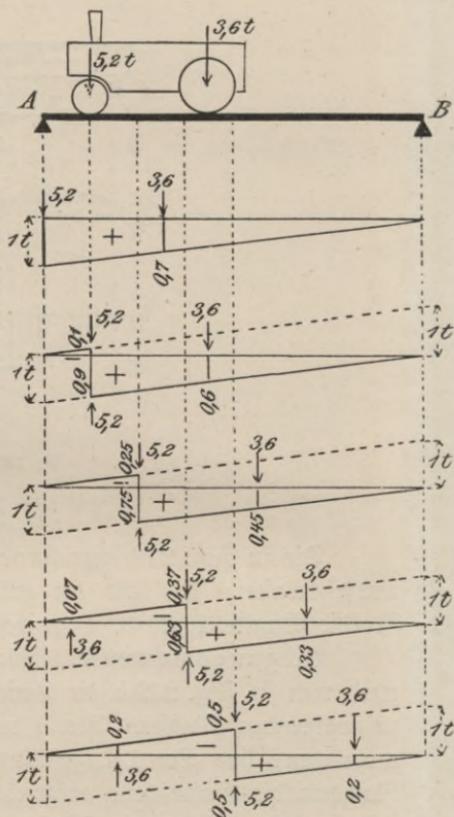


Fig. 220. Querkräfte.

Bei M_4 ist es offenbar gleich, ob die Triebwalze links oder rechts von der Lenkwalze steht.

Querkräfte (Fig. 220). Nachdem die Einflusslinien nach den zu Fig. 219 gegebenen Regeln gezeichnet worden sind, müssen wieder die

ungünstigsten Laststellungen aufgesucht werden. Die Einflußlinie für die Querkräfte besteht aus einem positiven und einem negativen Teile. Man muß nun einmal die Lasten so stellen, daß der positive Wert der Querkräfte so groß wie möglich wird, dann stellt man die Lasten so, daß die negativen Querkräfte ihren Größtwert erreichen. Es muß die größte Kraft wieder über der größten Ordinate stehen, wie dieses aus den Einflußlinien ersehen werden kann. Es ist $1 t = 6$ mm angenommen; alsdann findet man aus den Lasten und den Ordinaten der Einflußlinien folgende Querkräfte:

$$A = Q_0 = + 5,2 \cdot 1,0 + 3,6 \cdot 0,7 = + 7,72 t$$

$$Q_1 = + 5,2 \cdot 0,9 + 3,6 \cdot 0,6 = + 6,84 \text{ ,,}$$

$$= - 5,2 \cdot 0,1 = - 0,52 \text{ ,,}$$

$$Q_2 = + 5,2 \cdot 0,75 + 3,6 \cdot 0,45 = + 5,52 \text{ ,,}$$

$$= - 5,2 \cdot 0,25 = - 1,30 \text{ ,,}$$

$$Q_3 = + 5,2 \cdot 0,63 + 3,6 \cdot 0,33 = + 4,46 \text{ ,,}$$

$$= - 5,2 \cdot 0,37 - 3,6 \cdot 0,07 = - 2,18 \text{ ,,}$$

$$Q_4 = + 5,2 \cdot 0,50 + 3,6 \cdot 0,20 = + 3,32 \text{ ,,}$$

$$= - 5,2 \cdot 0,50 - 3,6 \cdot 0,20 = - 3,32 \text{ ,,}$$

4. Maximalmoment für verschiebbare Einzellasten.

Die Ermittlung der Maximalmomente für bestimmte Querschnitte kann mit Hilfe der Einflußlinien nach dem vorhergehenden Abschnitt leicht gefunden werden. Wird aber das größte aller Momente gesucht, so muß ein anderer Weg eingeschlagen werden, da die Lage des Querschnittes, welchem dieses Moment entspricht, unbekannt ist, und weil ferner die veränderliche und die ständige Belastung nicht mehr getrennt behandelt werden dürfen. Um das größte Moment zu finden wird man nach Möglichkeit die größten Lasten in die Nähe der Trägermitte bringen. Der gefährliche Querschnitt wird nun stets unter einer der Lasten — der maßgebenden Last — liegen.

a) Berechnung des gefährlichen Querschnittes.¹⁾

Es sei in Fig. 221 P_0 die maßgebende Last,

$R = \Sigma P + \Sigma P'$ gleich der Summe aller Lasten,

$\Sigma P b$ die Summe der linksdrehenden Momente,

$\Sigma P' c$ " " " rechtsdrehenden "

p die ständige Last für die Träger-Längeneinheit,

¹⁾ Vergl. § 42, Ziffer 5.

so findet man den Abstand der maßgebenden Last von der Trägermitte¹⁾

$$x = \frac{\sum P'c - \sum Pb}{2R + pl}. \quad (209)$$

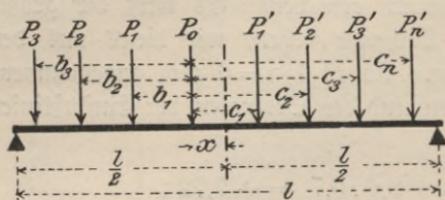


Fig. 221. Maximalmoment.

Ergibt die Rechnung einen solchen Wert für x , daß bei demselben eine Last nicht mehr auf dem Träger ruht, so muß man die Rechnung für eine andere „maßgebende“ Last wiederholen.

Wird das Eigengewicht $p = 0$, so erhält man

$$x = \frac{\sum P'c - \sum Pb}{2R} = \frac{U}{2}, \quad (210)$$

wenn U den Abstand der maßgebenden Last von R bezeichnet. Wird das Eigengewicht nicht beachtet, so wird der Träger am ungünstigsten belastet, wenn P_0 um $0,5 U$ vor der Trägermitte steht, d. h. wenn die Trägermitte den Abstand zwischen P_0 und R halbiert.

Erhält der Träger nur zwei Lasten P_0 und P , welche den Abstand a haben (Fig. 222), so wird:

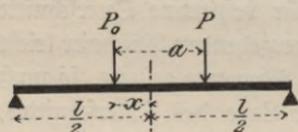


Fig. 222. Zwei Einzellasten.

ohne Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{Pa}{2(P_0 + P)}, \quad (211)$$

mit Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{Pa}{2(P_0 + P) + pl}. \quad (212)$$

Sind die beiden Kräfte einander gleich, so wird:

ohne Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{a}{4}, \quad (213)$$

mit Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{Pa}{4P + pl}. \quad (214)$$

Beispiele. Ein Träger von 10 m Länge, dessen Eigengewicht 1 t, oder für 1 m Länge $p = 0,1$ t beträgt, wird durch 2 Radrücke von je 1 t belastet; der Radstand a sei 3 m.

¹⁾ Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen.

Es ist:

ohne Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{3}{4} = 0,75 \text{ m,}$$

mit Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{1,0 \cdot 3,0}{4 \cdot 1,0 + 0,1 \cdot 10,0} = 0,60 \text{ m.}$$

Sind die Lasten ungleich, $P_0 = 1,2 \text{ t}$ und $P = 0,8 \text{ t}$, so wird:

ohne Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{0,8 \cdot 3,0}{2(1,2 + 0,8)} = 0,60 \text{ m,}$$

mit Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{0,8 \cdot 3,0}{2(1,2 + 0,8) + 0,1 \cdot 10,0} = 0,48 \text{ m.}$$

Sind 5 Lasten vorhanden P_1 und P_2 je $0,8 \text{ t}$, P_0 , P'_1 und P'_2 je 1 t , b_1 und c_1 je 1 m , b_2 und c_2 je 2 m , so wird

$$\Sigma P'c = 1,0(1,0 + 2,0) = 3,0 \text{ tm}$$

$$\Sigma P b = 0,8(1,0 + 2,0) = 2,4 \text{ "}$$

$$R = 2 \cdot 0,8 + 3 \cdot 1,0 = 4,6 \text{ t}$$

und ohne Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{3,0 - 2,4}{2 \cdot 4,6} = 0,065 \text{ m,}$$

mit Beachtung des Eigengewichtes

$$x = \frac{3,0 - 2,4}{2 \cdot 4,6 + 0,1 \cdot 10,0} = 0,059.$$

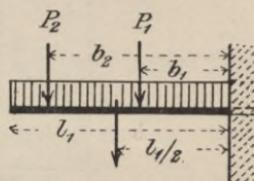


Fig. 223. Größtes Biegemoment.

b) Ermittlung des größten Biegemomentes.

Nachdem der gefährliche Querschnitt berechnet worden ist, läßt sich das größte Biegemoment mit Hilfe des Seilpolygons (§ 66) oder der Einflußlinie für Momente ermitteln oder nach folgendem Beispiel berechnen. Biegt in Fig. 223 der gefährliche Querschnitt bei P_0 , dann ist das Biegemoment

$$M = A l_1 + P_1 b_1 + P_2 b_2 - \frac{P_1 l_1^2}{2}. \quad (215)$$

A findet man durch Rechnung, nach Fig. 213 oder nach der Formel

$$A = \frac{R(0,5l - x)}{1} + \frac{pl}{2}. \quad (215a)$$

Hieraus ergibt sich: P_2 und P_3 erzeugen einen Auflagerdruck wie beim einfachen Balken zwischen zwei Stützen, P_1 vergrößert und P_4 vermindert den Auflagerdruck A. Bei B ist die Wirkung von P_1 und P_4 umgekehrt. Es ist

$$B = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - A. \quad (224)$$

b) Querkräfte. Die Querkraft für den Schnitt m (Fig. 224 a) ist $Q_m = -P_1$, denn links von m wirkt nur P_1 und die abwärts gerichteten Kräfte sind negativ. Die Querkräfte für die übrigen Schnitte sind

$$\begin{aligned} (\text{in Strecke } f) \quad Q_n &= -P_1 + A, \\ (\text{in } \quad \quad \quad \text{b}) \quad Q_o &= -P_1 + A - P_2 - P_3 = +P_4 - B, \\ (\text{in } \quad \quad \quad \text{d}) \quad Q_p &= -P_1 + A - P_2 - P_3 + B = +P_4. \end{aligned}$$

Trägt man die Querkräfte graphisch auf, so entsteht die in Fig. 224 b dargestellte Querkraftfläche. Hierbei ist angenommen, daß $A > P_1$ ist, so daß die Querkraft für einen Schnitt rechts von A positiv wird; ist $A < P_1$, so wird ein solcher Schnitt negativ.

c) Biegemomente. Die stärksten gezogene Faser liegt bei diesem Balken bald oben, bald unten; liegt sie oben, so nennt man das Biegemoment negativ, ist sie unten, so heißt es positiv. Für den Querschnitt über der Stütze A ist das Biegemoment

$$M_A = -P_1 c, \quad (220)$$

für den Querschnitt über der Stütze B

$$M_B = -P_4 d. \quad (221)$$

Diese beiden Momente heißen die Stützenmomente. Für einen zwischen den Stützen liegenden Punkt r ist das Biegemoment

$$M_r = +Ax - P_1(c+x) - P_2(x-f). \quad (221a)$$

Mitunter wird folgender Weg zur Berechnung von M_r eingeschlagen: Betrachtet man die beiden außenstehenden Lasten P_1 und P_4 für sich allein, so wird deren Anteil M' an dem Biegemoment M_r

$$M' = A'x - P_1(c+x), \quad (222)$$

wenn A' den Lagerdruck infolge P_1 und P_4 bedeutet. Da

$$A' = +P_1 \cdot \frac{c+1}{1} - P_4 \cdot \frac{d}{1} \quad (223)$$

ist, so folgt:

$$\begin{aligned}
 M' &= + \left(P_1 \cdot \frac{c+1}{1} - P_4 \cdot \frac{d}{1} \right) x - P_1 (c+x), \\
 &= + P_1 \cdot \frac{c}{1} \cdot x + P_1 \cdot \frac{1}{1} \cdot x - P_4 \cdot \frac{d}{1} \cdot x - P_1 c - P_1 x, \\
 &= - P_1 c \left(1 - \frac{x}{1} \right) - P_4 \cdot \frac{d}{1} \cdot x, \\
 &= - P_1 c \cdot \frac{1-x}{1} - P_4 d \cdot \frac{x}{1}, \\
 M' &= - P_1 c \cdot \frac{y}{1} - P_4 d \cdot \frac{x}{1}. \tag{224}
 \end{aligned}$$

Es sind aber $-P_1 c$ und $-P_4 d$ die Stützenmomente.

Die Kräfte P_2 und P_3 wirken auf die übertragenden Teile des Balkens nicht ein; sie biegen nur den Balken zwischen den Stützen. Das Biegemoment für den Schnitt r ist

$$M'' = A'' x - P_2 (x - f), \tag{225}$$

$$A'' = \frac{P_2 a + P_3 b}{1}. \tag{226}$$

Es ist demnach das Gesamtbiegemoment für den Schnitt r

$$M_r = M'' + M' = M'' - P_1 c \cdot \frac{y}{1} - P_4 d \cdot \frac{x}{1}. \tag{227}$$

Trägt man in Fig. 224c die Stützenmomente in einem beliebigen Maßstabe auf, so daß $A\alpha = P_1 c$ und $B\delta = P_4 d$ wird, und verbindet α mit δ , so ist die unter dem Punkte r gemessene Strecke

$$\begin{aligned}
 oi &= oz + zi, \\
 &= P_4 d \cdot \frac{x}{1} + P_1 c \cdot \frac{y}{1}, \\
 &= -M';
 \end{aligned}$$

d. h. die Strecke oi stellt den Anteil M' dar, den die beiden Kräfte P_1 und P_4 an dem Biegemoment M_r haben. Zeichnet man auf gleiche Weise die zu P_2 und P_3 gehörige Momentenfläche ($A\beta JB$ in Fig. 224c), so hat man durch die Strecke ok die Ordinate für das Biegemoment infolge P_2 und P_3 . Es ist aber $M_r = ok - oi = ik$. Die Strecke ik stellt die Ordinate für das im Schnitt r auftretende Biegemoment dar. Die in Fig. 224c schraffierte Fläche ist also die Momentenfläche, d. h. ihre Ordinaten geben für jeden Querschnitt das zugehörige Biegemoment.

Das größte Moment tritt dort auf, wo die Querkraftlinie die Nulllinie durchschneidet. Es ist dieses beim übertragenden Balken an drei

Stellen (vst in Fig. 224 b). Man muß also bei einen derartigen Balken für die drei Stellen, an denen die Querkraft ihre Vorzeichen wechselt, die Biegemomente ausrechnen und miteinander vergleichen. Die Vorzeichen der Querkräfte und der Biegemomente sind aus den Figuren zu ersehen.

3. Der übertragende Balken bei beweglicher Belastung.

Hier erfolgt die Untersuchung am einfachsten mittels Einflußlinien.

a) Auflagerdruck (Fig. 225). Die Konstruktion der Einflußlinie ist aus der Figur ersichtlich. Es wird durch Fig. 225 b der Lagerdruck A und durch Fig. 225 c der Lagerdruck B gefunden. Steht z. B. die Last P in I, so ist der Lagerdruck $A = P\eta$ und der Lagerdruck $B = P\eta_0$.

b) Querkraft (Fig. 226). Die Einflußlinie für Schnitt n zeigt Fig. 226 b, die für Schnitt m die Fig. 226 c. Wandert die Last von m nach q , so ist die Querkraft

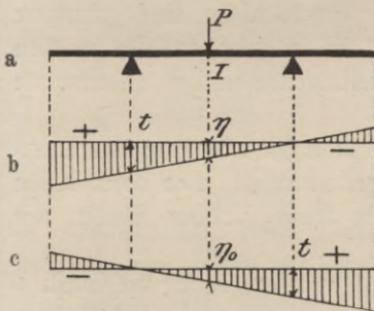


Fig. 225. Kragträger.

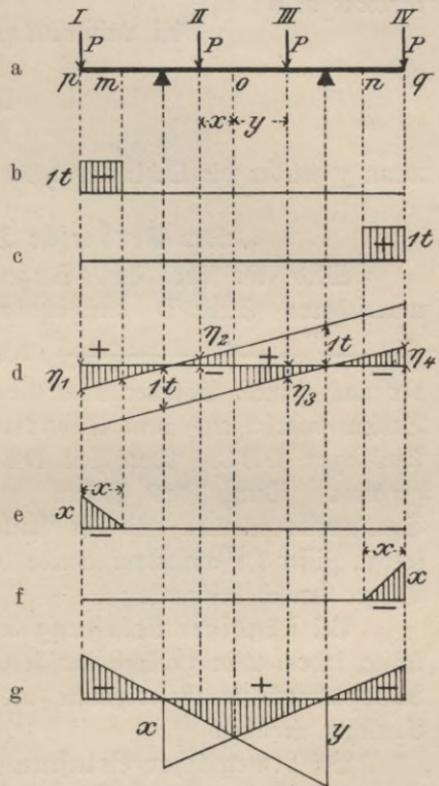


Fig. 226. Kragträger.

kraft in m gleich Null, wandert sie von n nach p , so ist die Querkraft in n gleich Null. Für einen innerhalb der Stützen belegenen Punkt o findet man, daß die Querkraft wie bei Fig. 220 angegeben worden ist, nur treten hier noch die Einflußlinien für die Kragträger hinzu (Fig. 226 d). Es ist z. B. für Punkt o :

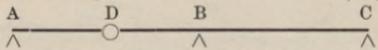
$$\begin{array}{ll}
 \text{bei Laststellung I: } Q = + \eta_1 P, & \\
 \text{'' '' II: } Q = - \eta_2 P, & \\
 \text{'' '' III: } Q = + \eta_3 P, & \\
 \text{'' '' IV: } Q = - \eta_4 P. &
 \end{array}$$

c) Biegemomente (Fig. 226). Das Moment für den Punkt m ergibt sich aus Fig. 226 e, das für Punkt n aus Fig. 226 f. Für einen zwischen den Stützen belegenen Punkt o wird die Einflußlinie für die Last „Eins“ in Fig. 226 g dargestellt. Es ist z. B. das Biegemoment in o

$$\begin{array}{ll}
 \text{bei Laststellung I: } M = - \eta_1 P, & \\
 \text{'' '' II: } M = + \eta_2 P, & \\
 \text{'' '' III: } M = + \eta_3 P, & \\
 \text{'' '' IV: } M = - \eta_4 P. &
 \end{array}$$

wenn y wieder die Ordinate in der schraffierten Fläche bedeutet.

4. Der Gerbersche Träger im allgemeinen.

Wird ein über drei Stützen laufender Träger an einer nicht unterstützten Stelle D durchgeschnitten und wieder durch ein Gelenk  verbunden, so entsteht ein Gelenkbalken, der nach seinem Erfinder auch Gerberscher Balken heißt. Ein solcher Balken besteht aus dem Koppelträger AD und dem Balken mit Ausleger DBC. Der Teil DB wird Ausleger oder Kragarm genannt. Durch das Gelenk hat der Koppelträger eine geringere Spannweite erhalten und der Balken BC ist teilweise entlastet worden (vergl. Ziffer 3); außerdem wurde der durchlaufende statisch unbestimmte Träger statisch bestimmt.

Bei ständiger Belastung berechnet man die Momente und Querkräfte, indem man zunächst den Koppelträger untersucht und dann dessen Auflagerdruck im Gelenkpunkte als äußere Kraft für den Balken mit Ausleger einführt.

Bei beweglicher Belastung benutzt man am besten die Einflußlinien. Weil der Gerbersche Balken sich aus dem auf zwei Stützen ruhenden Balken (Koppelträger) und aus dem Balken mit überstehenden Enden zusammensetzt, so sind auch die Einflußlinien beider Balken einfach aneinander zu fügen.

a) Auflagerdruck. Die Einflußlinie für den Auflagerdruck A ist in Fig. 227 b gegeben; dieselbe ist aus den Fig. 225 b und 213 zusammengesetzt. Wirken P_1 und P_2 in den gezeichneten Stellungen, so ist (Fig. 227 b) der Lagerdruck $A = + P_1 \eta_1 - P_2 \eta_2$.

b) Querkraft und Moment für einen Querschnitt n zwischen den Stützen C und D (Fig. 227 a). Die Einflußlinien sind in den Fig. 227 c und 227 d dargestellt. Fig. 227 c ist aus den

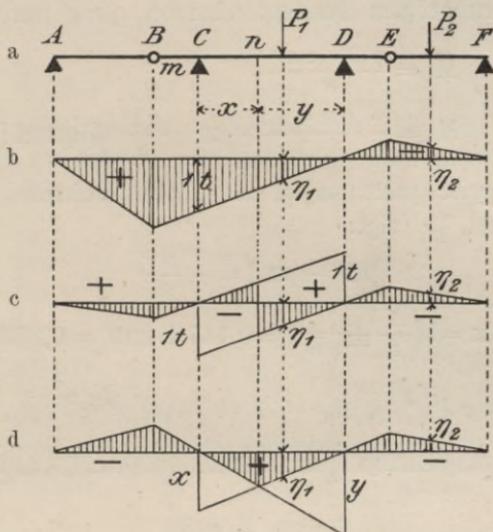


Fig. 227. Kragträger.

Fig. 226 d und 217 b entstanden, Fig. 227 d aus den Fig. 226 g und 217 c. Für den Schnitt n und die Lasten P_1 und P_2 ist

die Querkraft: $Q = +P_1 \eta_1 - P_2 \eta_2$ (Fig. 227 c),

das Moment: $M = +P_1 \eta_1 - P_2 \eta_2$ (Fig. 227 d).

c) Querkraft und Moment für einen Querschnitt m des Auslegers BC (Fig. 228). Die Einflußlinien zeigen die Fig. 228 a und 228 b. Fig. 228 a ist entstanden aus den Fig. 226 b und 217 b, die Fig. 228 b durch Zusammensetzung der Fig. 226 e und 227 d. Wirken zwei Kräfte P_3 und P_4 , so ist für den Schnitt m

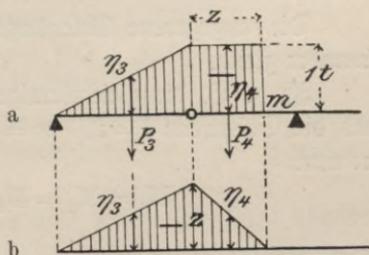


Fig. 228. Kragträger.

die Querkraft: $Q = -P_3 \eta_3 - P_4 \eta_4$ (Fig. 228 a),

das Moment: $M = -P_3 \eta_3 - P_4 \eta_4$ (Fig. 228 b).

5. Der Gerber'sche Träger mit gleichförmiger Belastung und gleichmäßiger Stützenweite (Fig. 229).

Hier ist zunächst die Frage zu beantworten: Wie lang muß der Ausleger x werden, damit die an den verschiedenen Stellen des Trägers entstehenden größten Momente einander gleich werden?

$$\text{Bei 1 ist: } M_1 = \frac{p(1-2x)^2}{8},$$

$$\text{bei 2 ist: } M_2 = -\frac{p(1-2x)}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} \quad (\text{Formel [216] u. [217]}).$$

Werden beide zahlenmäßig, d. h. ohne Rücksicht auf das Vorzeichen gleichgesetzt, so folgt:

$$px^2 - pxl = -\frac{p l^2}{8}$$

oder

$$x = l \left(\frac{1}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{8}} \right) = 0,147 l \text{ und } = 0,853 l. \quad (228)$$

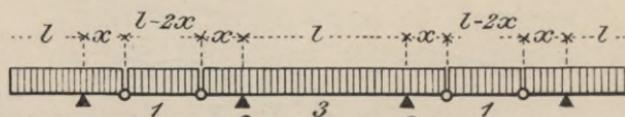


Fig. 229. Kragträger.

Bei $x = 0,147 l$ werden beide Momente

$$M_1 = M_2 = \frac{pl^2}{16}. \quad (229)$$

Das Moment bei 3 wird nun (nach Formel [227])

$$M_3 = \frac{pl^2}{8} - 2 \left(\frac{pl^2}{16} \cdot \frac{1}{21} \right) = \frac{pl^2}{16}. \quad (230)$$

Die angegebene Gelenklage macht also die drei größten Momente einander gleich.

Ist z. B. die gleichförmige Belastung für 1 cm Trägerlänge 4 kg und die Stützweite $l = 2,0 \text{ m} = 200 \text{ cm}$, so wird das größte Biegemoment

$$M_1 = M_2 = M_3 = \frac{4 \cdot 200^2}{16} = 10000 \text{ cm/kg.}$$

§ 72. Scherfestigkeit und Berechnung gelenketer Träger.

1. Scherfestigkeit.

Die Scher- oder Schubfestigkeit kommt besonders bei Nietverbindungen in Betracht. Der Widerstand gegen das Abscheren ist wie

der Widerstand gegen das Zerreißen oder Zerdrücken der Größe der Trennungsfläche proportional. Bezeichnet:

P die angreifende Kraft in kg,

F die Trennungsfläche in qcm,

k den Festigkeitskoeffizient für Abscheren,

so ist

$$P = k F.$$

Die Tragfähigkeit eines Nietbolzens ist nicht nur von der Größe des Nietquerschnittes, sondern auch von der Art und Weise der Vernietung abhängig. Bei Fig. 230 besitzt der Nietbolzen nur eine Trennungsfläche (ist einschnittig) und ist somit seine Tragfähigkeit

$$P = k \cdot \frac{d^2 \pi}{4}. \quad (232)$$

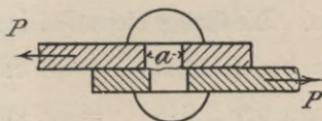


Fig. 230. Niet.

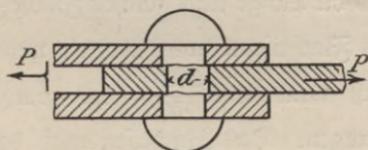


Fig. 231. Niet.

Bei Fig. 231 hat dagegen der Niet zwei Trennungsflächen (zweischchnittiger Niet); er besitzt daher eine Tragfähigkeit

$$P = 2 k \cdot \frac{d^2 \pi}{4}. \quad (233)$$

Das in Fig. 232 dargestellte Flacheisen kann entweder nach den Linien ac und bd durchreißen oder nach den Linien ae und bf abgesichert werden. Die beiden Trennungsfugen ae und bf müssen mindestens dem Nietquerschnitt gleich sein; die Trennungsfugen ac und bd dagegen erhalten einen anderen Querschnitt, da diese Flächen auf Zug beansprucht werden. Die Festigkeitskoeffizienten für Zug und Abscherung sind aber verschieden, wie aus Tabelle 9 ersehen werden kann.

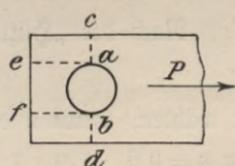


Fig. 232. Nietverbindung.

Eine Nietverbindung kann auch dadurch zerstört werden, daß der Druck des Niets auf das Eisenblech in der Lochleibung zu groß wird. Das Blech reißt dann. Erfahrungsgemäß darf der Druck hier etwas größer sein als sonst zulässig ist, und kann ohne Schaden bis 1500 kg/qcm des Lochquerschnittes (Lochdurchmesser $d \times$ Blechstärke δ) betragen.¹⁾

¹⁾ Vergl. Tabelle.

Beispiel. Ein nach Fig. 231 und 232 befestigtes Flacheisen erhält einen Zug von 2800 kg. Welche Abmessungen erhalten Niet, Flacheisen und Laschen?

Es ist der Nietdurchmesser für den zweischnittigen Niet:

$$d = \sqrt{\frac{4P}{2k\pi}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2800}{600 \cdot \pi}} = 1,8 \text{ cm.}$$

Der Druck auf die Vochleibung erfordert aber einen Nietdurchmesser von

$$d = \frac{2800}{1,0 \cdot 1500} = 1,9 \text{ cm rund } 2 \text{ cm,}$$

wenn die Stärke des Flacheisens zu 1,0 cm angenommen wird. Die Größe der Scherflächen $ae + bf$ muß mindestens $F = \frac{2800}{600} = 4,7 \text{ qcm}$ und die Länge einer solchen Fläche $\frac{4,7}{2 \cdot 1,0} = 2,4 \text{ cm}$ betragen. Ein Zerreißen des Flacheisens kann nach ac und bd erfolgen. Die Größe dieser Flächen muß mindestens $\frac{2800}{750} = 3,8 \text{ qcm}$, die Länge der Flächen $\frac{3,8}{1,0} = 3,8 \text{ cm}$ betragen. Das Flacheisen muß daher eine Breite von $2,0 + 3,8 = 5,8 \text{ cm}$ erhalten. Mit Rücksicht auf das Vernieten wird die Breite und auch die Länge des Eisens größer genommen.

Bei der Berechnung der Nietverbindungen wird sich gewöhnlich ergeben, daß einschnittige Niete auf Abscheren, zweischnittige auf Leibungsdruck zu berechnen sind.

2. Nietstärke.

Nach der „Tüte“ ist der Nietdurchmesser im allgemeinen zu

$$d = \sqrt{5s} - 0,4 \text{ cm} \quad (234)$$

zu wählen, wenn s die Plattendicke in cm bedeutet. Es wird alsdann

für $s = 0,8$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8 cm
$d = 1,6$	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	2,9	3,0	3,2	3,3 cm.

Empfohlen wird, nur Nietdurchmesser zu nehmen von 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 26 mm.

3. Nietteilung an der Gurtung.

Der Querschnitt der Gurtung (Lamelle) werde dargestellt durch die schraffierte Fläche F (Fig. 233), deren Schwerpunktsabstand von der Nulllinie $= y$ sei. Bedeutet k_1 die auf 1 qcm entfallende Gurtspannung und R die Resultierende (Summe) dieser Spannungen, so ist

$$R = F k_1.$$

Bei einem Trägheitsmoment J des Gesamtquerschnitts (Träger mit Lamelle) ist bei einem Biegemoment M nach Formel (196)

$$k_1 = \frac{M}{J} \cdot y; \quad (235)$$

demnach

$$R = \frac{M}{J} \cdot F y.$$

Es ist aber $F y$ das statische Moment der Gurtung in bezug auf die Nulllinie. Setzt man $F y = S$ so wird

$$R = M \cdot \frac{S}{J}.$$

Für einen zweiten Querschnitt mit dem Biegemoment M_1 wird

$$R_1 = M_1 \cdot \frac{S}{J}.$$

Der von der Nietung aufzunehmende Unterschied beider Kräfte ist aber

$$P = R - R_1 = (M - M_1) \frac{S}{J}.$$

Nach Formel 202 ist

$$M - M_1 = Q t, \quad (236)$$

wenn t die Entfernung der beiden Querschnitte und Q die Querkraft bezeichnet; folglich wird

$$P = Q t \cdot \frac{S}{J}, \quad (237)$$

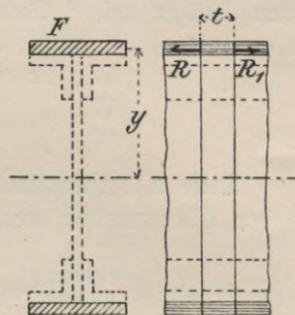
oder die von einem Niet aufzunehmende Kraft, bei n Nieten in einer Querreihe

$$P = \frac{1}{n} \cdot Q \cdot t \cdot \frac{S}{J}. \quad (238)$$

Umgekehrt findet man die Nietteilung, wenn die Tragfähigkeit N eines Niets bekannt ist, aus der Formel

$$t = n \cdot \frac{N}{Q} \cdot \frac{J}{S}. \quad (239)$$

Das statische Moment S bezieht sich bei dem Niet zwischen Winkel-eisen und Lamelle auf den Lamellenquerschnitt, bei dem Niet zwischen Winkel-eisen und Stegblech auf den Lamellenquerschnitt plus dem Winkel-eisenquerschnitt. Bei dem letztgenannten Niet ist S stets größer, die Nietteilung t daher stets kleiner als bei der Vernietung der Lamelle.



Querschnitt. Längenschnitt.

Fig. 233. Nietteilung.

4. Lamellenlänge (Fig. 234).

Es sind zunächst für die einzelnen Stellen $a, b, c \dots$ die erforderlichen Widerstandsmomente $W_a, W_b, W_c \dots$ nach Formel 194 zu berechnen, dann diese Widerstandsmomente in $a, b, c \dots$ als Ordinaten aufzutragen (Fig. 234 a) und schließlich die gefundenen Punkte durch eine gebogene Linie zu verbinden, so erhält man die Linie der erforderlichen Widerstandsmomente. Nunmehr werden die vorhandenen Widerstandsmomente bestimmt. Handelt es sich z. B. um einen Träger mit 2 Lamellen, so sind folgende Widerstandsmomente zu ermitteln:

W_0	für einen Träger ohne Lamellen,
W_1	" " " mit einer Lamelle,
W_2	" " " " zwei Lamellen.

Diese Widerstandsmomente werden wieder als Höhen aufgetragen, in den Höhenpunkten werden Horizontalen gezogen, welche die „Linien der erforderlichen Widerstandsmomente“ schneiden oder berühren, so erhält man in den Schnittpunkten die theoretischen Lamellengrenzen. Errichtet man in den Schnittpunkten Lotrechte, so erhält man die treppenförmige „Linie der vorhandenen Widerstandsmomente“, welche die „Linie der erforderlichen Widerstandsmomente“ einschließt. Mit Rücksicht auf die Vernietung erhalten die

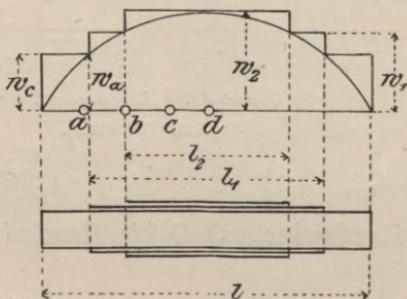


Fig. 234. Lamellenlänge.

Lamellen eine solche Länge, daß im Abstände t außerhalb der theoretischen Grenzen noch je ein Niet angebracht werden kann.

5. Stoßverbindungen.

Weil die Laschen das Stehblech an der Stoßstelle vollständig zu ersetzen haben, so müssen sie zusammen dasselbe Widerstandsmoment hervorbringen, wie das Stehblech. Bezeichnet man

die Höhe mit h beim Stehblech, mit h_1 bei einer Lasche

" Stärke " δ " " " δ_1 " " "

so findet man die Stärke einer Lasche aus:

$$2 \cdot \frac{\delta_1 h_1^2}{6} = \frac{\delta h^2}{6},$$

$$\delta_1 = \frac{\delta h^2}{2 h_1^2}. \quad (240)$$

Das von dem Stehblech aufzunehmende Biegemoment findet man wie folgt: Beträgt an der Stoßstelle das Gesamtbiegemoment M und das gesamte Trägheitsmoment des Blechträgers J , so ist in der äußersten Faser des Stehbleches die Spannung nach Formel (196)

$$k_1 = \frac{M}{J} \cdot y,$$

wenn y den Abstand dieser Faser von der Nulllinie bezeichnet. Ist M_1 das Biegemoment, das vom Stehblech allein aufgenommen werden muß, und J_1 das Trägheitsmoment des Stehbleches, so ist

$$k_1 = \frac{M_1}{J_1} \cdot y.$$

Demnach

$$\frac{M_1}{J_1} \cdot y = \frac{M}{J} \cdot y,$$

$$M_1 = M \cdot \frac{J_1}{J}. \quad (241)$$

Jeder Niet erhält eine schräg wirkende Kraft, deren Vertikal-komponente $V = \frac{Q}{n}$ angenommen werden kann, wenn Q die an dieser Stelle wirkende Querkraft und n die Anzahl der Niete in einem Trägerende bezeichnet. Die Horizontalkomponente H kann man meist finden aus der Formel

$$H = \frac{M_1}{h} \cdot f. \quad (242)$$

In dieser Formel bedeutet h die Entfernung der beiden äußersten Niete, M_1 das vom Stehblech aufzunehmende Biegemoment (Formel 241) und $f = \frac{n(n-1)}{n(n+1)}$ ein von der Nietanordnung abhängiger Faktor.

Nach F. Dirksen hat f nachstehende Werte.

(Siehe die Tabelle auf S. 258.)

Formel (242) gilt nur für den Fall, daß bei einer Nietgruppe die einzelnen Niete gleichen Abstand voneinander haben. Der Wert der vertikalen Seitenkraft V ist gegenüber der horizontalen Kraft H gewöhnlich sehr gering und kann deshalb in den meisten Fällen außer Rechnung bleiben.

§ 73. Knickfestigkeit.¹⁾

Gedrückte Stäbe, deren Länge im Vergleich zu ihren Querschnitts-abmessungen groß ist, müssen nicht nur auf Druckfestigkeit, sondern auch auf

¹⁾ Vergl. Band I, S. 134.

Knickfestigkeit berechnet werden. Es muß der Stab einen genügend großen Querschnitt haben, um dem Drucke zu widerstehen, er muß aber auch eine solche Steifigkeit besitzen, daß er nicht zerknickt wird. Es ist in beiden Bedingungen gerecht werdendes Profil zu wählen.

n (Rietenzahl in der ersten Reihe neben der Stoßfuge)	Rietanordnung seitlich (links) der Stoßfuge:				
	 f = $\frac{6(n-1)}{n(n+1)}$	 f = $\frac{3(n-1)}{n(n+1)}$	 f = $\frac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	 f = $\frac{2(n-1)}{n^2}$	 f = $\frac{3(n-1)}{n(2n-1)}$
2	1,000	0,500	1,000	0,500	0,500
3	1,000	0,500	0,800	0,444	0,400
4	0,900	0,450	0,643	0,375	0,322
5	0,800	0,400	0,533	0,320	0,267
6	0,714	0,357	0,455	0,278	0,227
7	0,643	0,321	0,396	0,245	0,198
8	0,583	0,292	0,350	0,219	0,175
9	0,533	0,267	0,314	0,198	0,157
10	0,491	0,245	0,284	0,180	0,142
11	0,455	0,227	0,260	0,165	0,130
12	0,423	0,211	0,239	0,153	0,120
13	0,396	0,198	0,222	0,142	0,111
14	0,371	0,186	0,206	0,133	0,103
15	0,350	0,175	0,193	0,124	0,097
16	0,331	0,165	0,181	0,117	0,091
17	0,314	0,157	0,171	0,111	0,086
18	0,298	0,149	0,162	0,105	0,081
19	0,284	0,142	0,153	0,100	0,077
20	0,271	0,136	0,146	0,095	0,073

Die erforderliche Größe des Querschnittes findet man aus der Formel

$$F = \frac{P}{k}, \quad (243)$$

wenn P die Belastung in kg, F den Querschnitt in qcm und k die zulässige Druckspannung in kg/qcm bedeutet.

Bei der Berechnung auf Knickfestigkeit unterscheidet man vier Fälle:

I. Fall: Das eine Ende des Stabes ist eingespannt, das andere frei beweglich.

II. Fall: Beide Enden sind frei, werden aber in der ursprünglichen Achse geführt.

III. Fall: Ein Ende ist eingespannt, das andere ist frei, wird aber in der ursprünglichen Achse geführt.

IV. Fall: Beide Enden sind eingespannt.

Zur Bestimmung der Knickfestigkeit benutzt man meist die Formel von Euler:¹⁾

$$P_1 = \frac{1}{S} \cdot \pi^2 \cdot \frac{EJ}{l_1^2}, \quad (244)$$

$$J = \frac{S}{\pi^2} \cdot \frac{P_1 l_1^2}{E}. \quad (245)$$

In diesen Formeln bedeutet:

P_1 die Belastung in kg,

E den Elastizitätsmodul in kg/qcm,

J das kleinste Trägheitsmoment in cm^4 ,

l_1 die Knicklänge (Stablänge) in cm,

S den Sicherheitskoeffizienten gegen Knicken.

Setzt man P in t, E in t/qm, l in m und $\pi^2 = 10$, so wird

$$J = S \cdot \frac{P l^2}{E} \quad (246)$$

und die Knicksicherheit

$$S = \frac{J E}{P l^2}. \quad (247)$$

Hieraus ergeben sich für den am meisten vorkommenden II. Fall nachstehende Werte.

Tabelle 15.

Zur Berechnung der Knickfestigkeit nach der Eulerschen Formel.

Material	J in cm^4/kg	E in t/qm	Knicksicherheit S	Formel Nr.
Guß Eisen	$J = 6 P l^2$	1,00	6 fach	(248)
Schweiß Eisen	$J = 2,5 P l^2$	2,00	5 fach	(249)
Fluß Eisen	$J = 2,33 P l^2$	2,15	5 fach	(250)
Fluß Stahl	$J = 2,27 P l^2$	2,20	5 fach	(251)
Holz	$J = 100 P l^2$	0,10	10 fach	(252)

Für S -fache Sicherheit würde z. B. bei Schweiß Eisen $J = S \cdot \frac{2,5 \cdot P l^2}{5}$.

¹⁾ Eine Ableitung der Formel ist in Heft V meiner Baukunde für Maschinen- und Wegebautechniker gegeben.

Es ist der nach vorstehenden Formeln für Fall II berechnete Wert für J noch zu multiplizieren:

$$\begin{array}{lll} \text{bei Fall I mit 4,} \\ \text{'' '' III '' 0,5,} \\ \text{'' '' IV '' 0,25.} \end{array}$$

Es ist üblich — und z. B. in Berlin seitens der Baupolizei sogar vorgeschrieben — bei den im Hochbau vorkommenden Säulen den Fall II in Rechnung zu ziehen. Auch bei der Berechnung der Stäbe eines Fachwerks wird meist Fall II angenommen.

Beispiel. Welches Profil ist für eine flußeiserne Säule von T-förmigem Querschnitt erforderlich, wenn die Säule bei 4 m Länge eine Last von 7 t zu tragen hat?

Für Fall II ist das erforderliche Trägheitsmoment

$$J = 2,33 P l^2 = 2,33 \cdot 7 \cdot 4^2 = 261 \text{ cm}^4.$$

Dem entspricht Normalprofil 26 mit $J_y = 287 \text{ cm}^4$. Vorhandener Querschnitt $F = 53,3 \text{ qcm}$; erforderlich $\frac{7000}{1000} = 7 \text{ qcm}$.

Beispiel. Welche Knickicherheit hat ein Winkelisen 90 . 90 . 13, das als Diagonale eines Fachwerkträgers bei einer Länge von 3,4 m einen Druck von 5,5 t erhält?

Es ist $J_y = 66$ und $E = 2,15$, demnach

$$\epsilon = \frac{2,15 \cdot 66}{5,5 \cdot 3,4^2} = 2,2 \text{ fach.}$$

Bei einem Niet von 26 mm Durchmesser beträgt der Winkelisenquerschnitt $F = 21,80 - 1 \cdot 2,6 \cdot 1,3 = 18,42 \text{ qcm}$, demnach die Druckspannung

$$k = \frac{5500}{18,42} = 299 \text{ kg/qcm.}$$

Manchmal wird die Knickfestigkeit auch nach der Erfahrungsregel von Rankine bestimmt:

$$P = \frac{\beta k F}{1 + m \cdot \frac{l^2 F}{J}}. \quad (253)$$

Es ist alsdann:

$$\begin{array}{cccc} \text{für Fall I} & \text{II} & \text{III} & \text{IV} \\ \beta = \frac{1}{4} & 1 & 2 & 4 \end{array}$$

und nach Tetmajer:

$$\begin{array}{ll} \text{für Gußeisen} & m = 0,00070, \\ \text{'' Schweißeisen} & m = 0,00016, \\ \text{'' Flußeisen} & m = 0,00014, \\ \text{'' Holz (Kiefer)} & m = 0,00023, \end{array}$$

während Scharowski angibt

$$\begin{aligned} \text{für Gußeisen} & m = 0,0002, \\ \text{„ Schweißeisen} & m = 0,0001. \end{aligned}$$

P ist in kg, l in cm einzusetzen.

Beispiel. Welche Last kann die vorberechnete flußeiserne Säule von 4 m Länge, 53,3 qcm Querschnitt und $J = 261 \text{ cm}^4$ nach Formel (523) tragen?

$$P = \frac{1 \cdot 53,3 \cdot 1000}{1 + 0,00014 \cdot \frac{400^2 \cdot 53,3}{261}} = 9570 \text{ kg.}$$

Aus Formel (253) kann auch die Spannung k berechnet werden. Das Ergebnis ist aber ungenau, weil der Koeffizient m aus Versuchen hergenommen ist, welche bis zum Bruche fortgesetzt wurden, obgleich das Elastizitätsgesetz, auf welches sich die Herleitung der Formel stützt, über die Elastizitätsgrenze hinaus keine Gültigkeit hat. Formeln für die genauere Berechnung der Spannungen sind u. a. im Handbuch der Baukunde, Abt. I, S. 603 angegeben.

Exzentrisch belastete Stützen kann man nach den vorstehenden Formeln auf Knickfestigkeit berechnen; bei der Berechnung auf Druckfestigkeit muß man die größte Randspannung ermitteln (vergl. § 67, exzentrischer Druck).

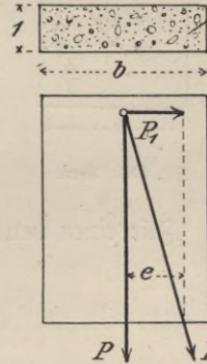


Fig. 235. Druck und Biegung.

§ 74. Zusammengesetzte Festigkeit.

1. Druck und Biegung.

Ein Körper (Fig. 235) mit dem rechteckigen Querschnitt $F = b \cdot l$ wird durch eine Vertikalkraft P gedrückt und durch eine Horizontalkraft P_1 gebogen, so beträgt die Spannung durch Druck

$$k = \frac{P}{F} = \frac{P}{b}, \quad (254)$$

die Spannung durch Biegung

$$k_0 = \frac{P_1 l}{W}, \quad (255)$$

wenn W das Widerstandsmoment des Querschnitts und l die Länge der lotrechten gestrichelten Linie bedeutet. Die Gesamtspannung ist

$$k_1 = k + k_0 = \frac{P}{b} + \frac{P_1 l}{W}.$$

Aus der Figur ergibt sich

$$P_1 l = P e;$$

ferner ist

$$W = \frac{1}{6} \cdot b^3,$$

Demnach die größte Randspannung

$$k_1 = \frac{P}{b} + \frac{6 \cdot P e}{b^3},$$

$$k_1 = \frac{P}{b} \left(1 + \frac{6 e}{b} \right) \quad (256)$$

und die kleinste Randspannung, weil k_0 zieht statt drückt,

$$k_2 = \frac{P}{b} \left(1 - \frac{6 e}{b} \right), \quad (257)$$

wie in § 67, „Exzentrischer Druck“ angegeben ist.

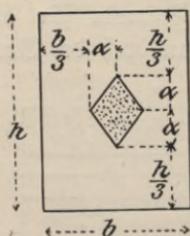


Fig. 236. Kern.

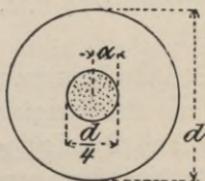


Fig. 237. Kern.

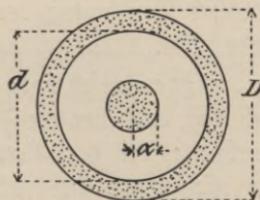


Fig. 237 a. Kern.

Für einen beliebigen Querschnitt ist bei exzentrischem Druck

$$k = \frac{P}{F}, \quad (258)$$

$$k_0 = \frac{P e}{W} = \frac{P e a}{J}, \quad (259)$$

wenn W das Widerstandsmoment, J das Trägheitsmoment $= aW$ und e den Abstand des Querschnittschwerpunktes vom Angriffspunkt der Kraft bezeichnet.

Sollen keine Zugspannungen auftreten, so muß die Kraft P im „Kern“ verbleiben (§ 51). Den Abstand der Kernpunkte vom Schwerpunkt des Querschnittes nennt man Kernweite. Es ist die Kernweite

$$\alpha = W : F. \quad (260)$$

Hieraus ergibt sich für das Rechteck (Fig. 236):

$$\alpha = \frac{b h^2}{6} : b h = \frac{h}{6}, \quad (261)$$

für den Kreis (Fig. 237):

$$\alpha = \frac{d^3 \pi}{32} : \frac{d^2 \pi}{4} = \frac{d}{8}, \quad (262)$$

für den Kreisring (Fig. 237 a):

$$\alpha = \frac{D}{8} \left[1 + \left(\frac{d}{D} \right)^2 \right]. \quad (263)$$

2. Zug und Biegung.

Auch für diese finden vorstehende Formeln sinngemäße Anwendung. Hat z. B. ein Stab von der Länge l , der an beiden Enden frei aufliegt, einen Zug H auszuhalten und außerdem in der Mitte eine biegende Kraft P zu tragen, so wird die Spannung durch Zug

$$k = H : F, \quad (264)$$

die Spannung durch Biegung

$$k_0 = \frac{Pl}{4W}, \quad (265)$$

die Gesamtspannung

$$k_1 = k + k_0. \quad (266)$$

3. Biegung von mehreren Seiten.

(Beliebige Momentenebene.)

Man zerlege das schräg wirkende Moment M in die Seitenmomente M_1 und M_2 (Fig. 238), dann ist das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M_1 + u M_2}{k}, \quad (267)$$

wenn $u = W_x : W_y$ bedeutet (Tabelle 12, Band I). Es ist nämlich

$$k_1 = \frac{M_1}{W_x} \quad \text{und} \quad k_2 = \frac{M_2}{W_y}, \quad \text{ferner} \quad k = k_1 + k_2 = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y};$$

weil $W_y = W_x : u$ ist, so ist auch

$$k = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_x : u},$$

$$k = \frac{M_1 + u M_2}{W_x}. \quad (268)$$

Beispiel.¹⁾ Welche Spannung hat ein I-Träger Normalprofil 20, wenn auf denselben die Momente $M_1 = 40000 \text{ kg/cm}$ und $M_2 = 20000 \text{ kg/cm}$ wirken?

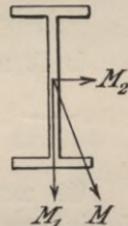


Fig. 238. Kern.

¹⁾ Weiteres Beispiel im Band I, S. 83.

Nach Tabelle 12, Band I, ist $u = 8,26$ und $W_x = 214 \text{ cm}^3$, demnach wird die Spannung

$$k = \frac{40000 + 8,26 \cdot 20000}{214} = 959 \text{ kg/qcm.}$$

Dasselbe Ergebnis erhält man auch wie folgt:

$$k_1 = \frac{M_1}{W_x} = \frac{40000}{214} = 187 \text{ kg/qcm,}$$

$$k_2 = \frac{M_2}{W_y} = \frac{20000}{25,9} = 772 \quad "$$

$$k = 959 \text{ kg/qcm.}$$

II. Eisenbeton.

Bei der Berechnung der Eisenbetonbauten wird meist angenommen:

1. Zugspannungen übernimmt das eingebettete Eisen, nicht der Beton.
2. Bezeichnet E_e den Elastizitätsmodul des Eisens,

$$E_b \quad " \quad " \quad " \quad \text{Beton's,}$$

$$E_e : E_b = n,$$

so ist $n = 15$.

§ 75. Druckfestigkeit.

1. Konzentrisch wirkender Druck.

Es werde zunächst angenommen, der Betonkörper enthalte keine Eiseneinlagen, dann ist die Druckspannung für 1 qcm

$$k_b = \frac{P}{F},$$

wenn P den Druck in Kilogramm und F den Querschnitt des Betons in Quadratcentimeter bedeutet. Verstärkt man aber die Betonstütze durch Eisenstäbe, die, parallel und symmetrisch zur Längsachse (Druckrichtung) angeordnet sind, so wird sich die Druckwirkung der Kraft P sowohl auf den Betonquerschnitt, als auch auf die Querschnitte der Eiseneinlage erstrecken. Bezeichnet

F_b den Querschnitt des Betons in qcm,

f_e " " " Eisens " "

k_b die Spannung des Betons in kg/qcm,

k_e " " " Eisens " "

so ist

$$P = k_b F_b + k_e f_e.$$

Wird $k_e = k_b$, so verhalten sich nach § 67 die Formänderungen des Eisens und des Betons zueinander wie deren Elastizitätsmaße $E_e : E_b$.

Setzt man $E_e : E_b = n$, so wird bei $k_e = k_b$ die Formänderung des Betons n mal so groß als die des Eisens. Weil aber keine Verschiebung des Eisens im Beton stattfinden, vielmehr die Formänderung beider Stoffe gleich groß sein soll, so muß 1 qcm Eisen n mal so stark belastet werden als 1 qcm Beton; es muß sein

$$k_e = n k_b. \quad (269)$$

Diesen Wert in obige Formel eingesetzt gibt

$$P = k_b F_b + n k_b f_e = k_b (F_b + n f_e),$$

$$k_b = \frac{P}{F_b + n f_e}, \quad (270)$$

$$k_e = \frac{n P}{F_b + n f_e} = \frac{P}{f_e + \frac{F_b}{n}} = n k_b. \quad (271)$$

Der Wert $F_b + n f_e$ stellt den Stützenquerschnitt dar, nur daß man den Eisenquerschnitt mit n multipliziert, also in einen gegen Druck gleich widerstandsfähigen Betonquerschnitt verwandelt. Bei der Ausrechnung wird als Betonquerschnitt F_b der Gesamtquerschnitt, ohne Abzug des sehr geringen Eisenquerschnitts f_e , angenommen.

Beispiel. In eine Eisenbetonstütze, deren Querschnitt ein Quadrat mit 20 cm Seitenlänge bildet, sind 4 Rundeisen von je 2,5 cm Durchmesser eingebettet; die Belastung beträgt 17400 kg. Wie groß sind die Spannungen?

Es ist $F_b = 20 \cdot 20 = 400$ qcm und $f_e = 19,64$ qcm.

$$k_b = \frac{17400}{400 + 15 \cdot 19,64} = 25 \text{ kg/qcm},$$

$$k_e = n k_b = 15 \cdot 25 = 375 \text{ kg/qcm}.$$

Die zulässige Spannung des Eisens ist $k_e = 1000$ kg/qcm; bei einer solchen Spannung würde $k_e = \frac{1000}{15} = 66,6$ kg/qcm betragen, eine Spannung, die in Beton niemals eintreten darf. In den amtlichen Bestimmungen heißt es:

„In Stützen darf der Beton nicht mit mehr als einem Zehntel seiner Bruchfestigkeit beansprucht werden.“

Es ist also sowohl bei dem Entwerfen als auch bei der Nachprüfung einer Eisenbetonstütze lediglich die Beanspruchung des Betons maßgebend, da die Spannung des Eisens niemals den zulässigen Wert $k_e = 1000$ kg/qcm erreichen kann.

2. Exzentrisch wirkender Druck.

Greift P nicht im Schwerpunkt des Querschnittes, sondern exzentrisch an, so ist wieder zunächst festzustellen, ob die Kraft im Kern, in der Kerngrenze oder außerhalb des Kernes angreift. In letzterem Falle sind die auftretenden Zugspannungen lediglich durch die Eiseneinlage aufzunehmen. Es ist nach Formel (260)

$$\alpha = \frac{W}{F}. \quad (272)$$

Bei einem zur Nulllinie symmetrischen Querschnitt ist $W = \frac{2J}{h}$, wenn $\frac{h}{2}$ den Abstand der Nulllinie von der äußersten Faser bezeichnet. Demnach ist auch

$$\alpha = \frac{2J}{Fh}. \quad (273)$$

Bei einem solchen Querschnitt ist, wenn die belanglosen äquatorialen Trägheitsmomente der Eisenquerschnitte fortgelassen werden, nach Tabelle 14 und Fig. 239 das Trägheitsmoment

$$J = \frac{bh^3}{12} + n f_c a^2, \quad (274)$$

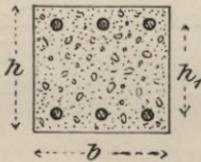


Fig. 239. Stütze.

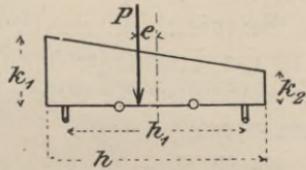


Fig. 240. Stütze.

wenn $a = 0,5 h_1$ ist. Demnach die Kernweite

$$\alpha = \frac{2J}{Fh} = \frac{bh^2}{6F} + \frac{2 \cdot n f_c a^2}{hF}. \quad (275)$$

Die Randspannungen¹⁾ findet man wie folgt:

a) Der Angriffspunkt von P liegt im Kern (Fig. 240).

Alsdann ist, wie die Entwicklung der Formel (256) zeigt,

$$k_1 = \frac{P}{h} + \frac{P_1 l}{W}; \quad P_1 l = P e; \quad W = \frac{1}{6} \cdot \frac{h^2}{b}$$

und, weil $W = \frac{2J}{h}$ und $F = 1 \cdot h$ ist, die größte Randspannung

¹⁾ Die Berechnung der Spannungen im Eisen ist auch hier wieder entbehrlich.

$$k_1 = \frac{P}{F} + \frac{P e h}{2J}, \quad (276)$$

die kleinste Randspannung

$$k_2 = \frac{P}{F} - \frac{P e h}{2J}. \quad (277)$$

b) Der Angriffspunkt von P liegt in der Kerngrenze (Fig. 241).

Es ist alsdann nach Formel (273)

$$e = \alpha = \frac{2J}{Fh},$$

demnach die größte Randspannung

$$k_1 = \frac{2P}{F}, \quad (278)$$

die kleinste Randspannung

$$k_2 = 0. \quad (279)$$

Es wird nur selten der Fall eintreten, daß P genau in der Kerngrenze angreift, doch kann man die Formel, ohne einen sonderlichen

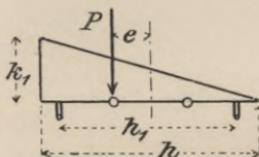


Fig. 241. Stütze.

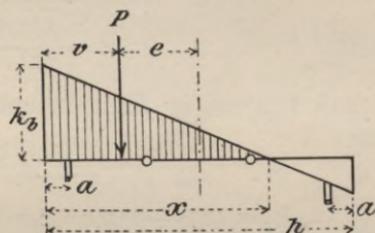


Fig. 242. Stütze.

Fehler zu begehen, auch anwenden, wenn P in der Nähe der Kerngrenze wirkt, einerlei, ob innerhalb oder außerhalb des Kerns.

c) Der Angriffspunkt von P liegt außerhalb des Kerns (Fig. 242).

Alsdann treten im Beton nur auf einer Seite Druckspannungen auf; die Zugspannungen auf der anderen Seite werden von den Eiseneinlagen aufgenommen. Bei den in der Figur angegebenen Bezeichnungen ist nach den amtlichen Bestimmungen:

$$\frac{b}{6 n f_e} \cdot x^3 - \frac{b v}{2 n f_e} \cdot x^2 - (2 v - h) x = 2 a^2 + h^2 - (2 a + v) h. \quad (280)$$

Die Randspannung des Betons:

$$k_b = \frac{P}{\frac{b x}{2} + \frac{n f_e}{x} (2 x - h)}. \quad (281)$$

Die Zugspannung im Eisen:

$$k_{e_3} = n k_b \cdot \frac{h - a - x}{x} \quad (282)$$

Die Druckspannung im Eisen:

$$k_{e_d} = n k_b \cdot \frac{x - a}{x} \quad (283)$$

Beispiel. Eine Stütze aus Eisenbeton von dem in Fig. 243 gezeichneten Querschnitt hat 4 Rundeisen von je 2 cm Durchmesser (also $f_e = 12,56 \text{ qcm}$). Dieselbe wird durch $P = 11000 \text{ kg}$ exzentrisch belastet. Wie groß werden die Randspannungen, wenn $e = 4 \text{ cm}$ beträgt?

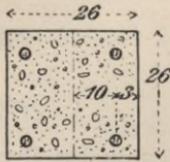


Fig. 243. Stütze.

Es ist $b = h = 26 \text{ cm}$,

$$F = 26^2 + 15 \cdot 12,56 = 864 \text{ qcm},$$

$$J = \frac{26^4}{12} + 15 \cdot 12,56 \cdot 10^2 = 56921 \text{ cm}^4.$$

Die Kernweite beträgt

$$\alpha = \frac{2 \cdot 56921}{864 \cdot 26} = 5 \text{ cm}.$$

P greift demnach im Kern an und ist

$$k_1 = \frac{11000}{864} + \frac{11000 \cdot 4 \cdot 26}{2 \cdot 56921} = 12,8 + 10,0 = 22,8 \text{ kg/cm},$$

$$k_2 = 12,8 - 10,0 = 2,8 \text{ kg/cm}.$$

§ 76. Biegefestigkeit.

1. Biegefestigkeit der Balken mit rechteckigem Querschnitt.

a) Berechnung eines gegebenen Balkens.¹⁾

Bei der Biegung der Eisenbetonbalken wird angenommen, daß der

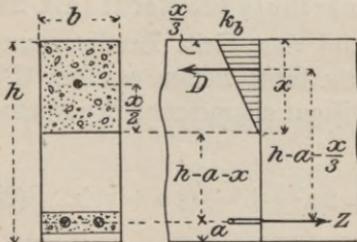


Fig. 244. Biegung.

Beton nur Druckspannungen aufnimmt. Die Nulllinie muß durch den Schwerpunkt des Eisenbetonquerschnittes gehen. Bei der Schwerpunktsbestimmung ist jedoch der gezogene Teil des Betonquerschnittes auszuschalten. In bezug auf die Nulllinie muß daher das statische Moment des gedrückten Betonquerschnittes gleich dem sta-

¹⁾ Die nachstehend entwickelten Formeln (284), (286) und (287) sind in den amtlichen Bestimmungen enthalten.

tischen Moment des Eisenquerschnittes sein, wobei der letztere mit dem $n = 15$ fachen Werte einzuführen ist. Alsdann ist, wenn f_e den Eisenquerschnitt bedeutet (Fig. 244),

$$\frac{b x^2}{2} = n f_e (h - x - a).$$

Durch Umformung der Gleichung erhält man

$$x = \frac{n f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1 \right]. \quad (284)$$

Setzt man die äußeren und inneren Momente einander gleich, so folgt

$$M = D \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = Z \left(h - a - \frac{x}{3} \right), \quad (285)$$

$$M = k_b \cdot \frac{x}{2} b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = k_e f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right),$$

wenn k_b die größte Betondruckspannung und k_e die Zugspannung im Eisen bedeutet. Hieraus ergibt sich:

$$k_b = \frac{2M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}, \quad (286)$$

$$k_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}. \quad (287)$$

Beispiel. Eine Eisenbetonplatte hat eine Breite $b = 1,0$ m, eine nutzbare Höhe $h - a = 10$ cm; sie hat 10 Rundisen von 1,0 cm Durchmesser ($f_e = 7,85$ qcm); das Biegemoment beträgt 50 000 kg/cm. Wie groß sind die Spannungen?

Es ist

$$x = \frac{15 \cdot 7,85}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 10}{15 \cdot 7,85}} - 1 \right] = 3,8 \text{ cm.}$$

$$k_b = \frac{2 \cdot 50000}{100 \cdot 3,8 (10 - 1,27)} = 30,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$k_e = \frac{50000}{7,85 (10 - 1,27)} = 730 \text{ kg/qcm.}$$

b) Berechnung aus dem Verhältnis des Betonquerschnittes zum Eisenquerschnitt.¹⁾

Setzt man in die Gleichungen 284, 286 und 287 das Verhältnis Betonquerschnitt $= \frac{b(h-a)}{f_e} = m$ ein, so erhält man für ein gegebenes m :

¹⁾ Berechnungsweise und Tabelle 16 sind aus den preussischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907 entnommen. Wie bei der statischen Berechnung der Bauten aus

$$x = \alpha (h - a), \quad (288)$$

$$k_b = \beta \cdot \frac{M}{b (h - a)^2}, \quad (289)$$

$$k_e = \gamma \cdot \frac{M}{b (h - a)^2}, \quad (290)$$

$$k_e = k_b \cdot \frac{\gamma}{\beta}. \quad (291)$$

Die Werte von α , β und γ können aus folgender Tabelle entnommen werden.

Tabelle 16.

m	α	β	γ	m	α	β	γ
100	0,418	5,559	116	160	0,349	6,485	181
110	0,403	5,735	127	170	0,341	6,617	192
120	0,391	5,895	138	180	0,333	6,756	203
130	0,379	6,040	149	190	0,326	6,883	213
140	0,368	6,194	160	200	0,320	7,000	224
150	0,358	6,344	170	—	—	—	—

Beispiel. Bei der früher berechneten Eisenbetonplatte beträgt $m = \frac{100 \cdot 10}{7,85}$ rund 130. Nach der Tabelle und den Formeln (288), (289) und (290) ist:

Stein, Holz und Eisen, so kann auch hier die Berechnung in der Weise durchgeführt werden, daß man die Widerstandsmomente des Querschnitts einsetzt. — Allgemein ist bei der Biegung das Widerstandsmoment W gleich dem Biegemoment M , dividiert durch den Festigkeitskoeffizient k ; daher nach Formel (286) und (287):

$$\frac{M}{k_b} = \frac{x}{2} b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = W_b = \text{Widerstandsmoment für Beton,}$$

$$\frac{M}{k_e} = f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = W_e = \quad \quad \quad \text{Eisen.}$$

Setzt man $\frac{b(h-a)}{f_e} = m$, so erhält man für ein gegebenes m :

$$W_b = \frac{b (h - a)^2}{\beta}.$$

$$W_e = \frac{b (h - a)^2}{\gamma}.$$

Die Werte β und γ können aus Tabelle 16 entnommen werden. Eine ähnliche Berechnung ist in Band I, S. 142 durchgeführt.

$$x = 0,379 \cdot 10 = 3,8 \text{ cm,}$$

$$k_b = \frac{6,04 \cdot 50000}{100 \cdot 10^2} = 30,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$k_e = \frac{149 \cdot 50000}{100 \cdot 10^2} = 745 \text{ kg/qcm.}$$

c) Berechnung aus den Spannungen.¹⁾

Sind außer dem Biegemoment die Spannungen gegeben, so erhält man durch Umformung der Gleichungen:

$$x = s(h - a), \quad (292)$$

$$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}, \quad (293)$$

$$f_e = t \sqrt{M b}. \quad (294)$$

Die Beiwerte s , r und t können aus Tabelle 17 entnommen werden.

Tabelle 17.

k_e	k_b	s	r	t	k_e	k_b	s	r	t
1000	45	0,403	0,357	0,00324	1000	22	0,248	0,632	0,00173
1000	44	0,398	0,363	0,00317	1000	20	0,230	0,686	0,00159
1000	42	0,387	0,376	0,00306	900	40	0,400	0,380	0,00337
1000	40	0,375	0,390	0,00293	900	35	0,368	0,420	0,00302
1000	38	0,363	0,406	0,00280	900	30	0,333	0,475	0,00263
1000	36	0,351	0,423	0,00267	900	25	0,294	0,549	0,00224
1000	34	0,338	0,443	0,00254	900	20	0,250	0,660	0,00184
1000	32	0,325	0,464	0,00242	800	40	0,429	0,367	0,00397
1000	30	0,310	0,490	0,00228	800	35	0,396	0,408	0,00353
1000	28	0,296	0,518	0,00214	800	30	0,360	0,459	0,00309
1000	26	0,280	0,550	0,00200	800	25	0,319	0,530	0,00264
1000	24	0,265	0,588	0,00187	800	20	0,273	0,635	0,00217

Beispiel. Welche Abmessungen erhält eine Eisenbetonplatte, wenn dieselbe bei 1,0 m Breite ein Biegemoment von 50 000 kg/cm erhält und wenn die Spannungen $k_b = 30$ kg/qcm und $k_e = 1000$ kg/qcm betragen dürfen?

Es ist

$$h - a = 0,490 \sqrt{\frac{50000}{100}} = 11 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,00228 \sqrt{50000 \cdot 100} = 5,1 \text{ qcm.}$$

¹⁾ Nach „Zusammenstellung II“ der preussischen Bestimmungen vom 24. Mai 1907.

Gewählt sind 11 Rundeißen von 8 mm Durchmesser mit $11 \cdot 0,50 = 5,5$ qcm Querschnitt.

d) Berechnung aus dem Verhältnis der Eisenspannung zur Betonspannung.

Es ist der Druck D im Beton gleich dem Zug Z im Eisen:

$$D = Z \quad \text{oder} \quad k_b \cdot b \cdot \frac{x}{2} = k_e f_e,$$

$$x = \frac{2 k_e f_e}{b k_b}.$$

Setzt man $\frac{k_e}{k_b} = v$, so wird

$$x = \frac{2 v f_e}{b} \quad (295)$$

und nach Formel (287):

$$k_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{2 v f_e}{3 b} \right)}, \quad (296)$$

$$k_b = \frac{k_e}{v}. \quad (297)$$

Beispiel. Welche Spannungen erhält die vorberechnete Eisenbetonplatte? Es ist $M = 50000$, $f_e = 5,5$ qcm, $h - a = 11$ cm, $v = \frac{1000}{30} = 33,3$, $b = 100$ cm, demnach

$$h - a - \frac{2 v f_e}{3 b} = 11 - \frac{2 \cdot 33,3 \cdot 5,5}{3 \cdot 100} = 9,78,$$

$$k_e = \frac{50000}{5,5 \cdot 9,78} = 930 \text{ kg/qcm},$$

$$k_b = \frac{930}{33,3} = 28 \text{ kg/qcm}.$$

2. Biegungsfestigkeit der Plattenbalken.

Bei T-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nulllinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nulllinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden. Dann ist nach den amtlichen Bestimmungen (Fig. 245):

$$x = \frac{n f_e (h - a) + \frac{d^2 b}{2}}{d b + n f_e}, \quad (298)$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}, \quad (299)$$

$$k_e = \frac{M}{f_e(h - a - x + y)}, \quad (300)$$

$$k_b = k_e \cdot \frac{x}{n(h - a + y)}. \quad (301)$$

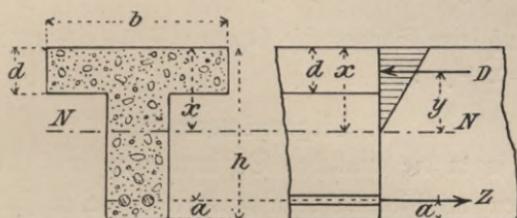


Fig. 245. Biegung.

Beispiel. Der in Fig. 246 dargestellte Plattenbalken erhält ein Biegemoment von 912600 kg/cm und einen Eisenquerschnitt $f_e = 29,45$ qcm, so ist nach Formel (298):

$$x = \frac{15 \cdot 29,45 \cdot 36 + \frac{150 \cdot 10^2}{2}}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ cm},$$

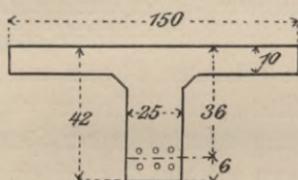


Fig. 246. Biegung.

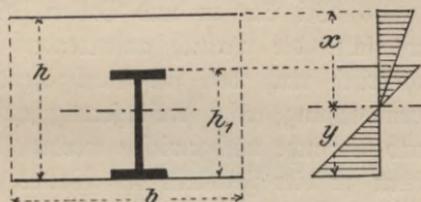


Fig. 247. Biegung.

nach Formel (299)

$$y = 12,05 - 5 + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ cm},$$

nach Formel (300)

$$k_e = \frac{912600}{29,45(36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/qcm},$$

nach Formel (301)

$$k_b = 963 \cdot \frac{12,05}{15(36 + 8,23)} = 17,5 \text{ kg/qcm}.$$

Besteht die Eiseneinlage der Platte oder des Balkens aus Profileisen (Fig. 247), und ist die auf ein solches Eisen entfallende Plattenbreite b , ist ferner f_e die Querschnittsfläche des Profileisens und $f = \frac{f_e}{b}$, so hat man die Lage der Nulllinie

$$y = h + nf - \sqrt{nf(nf + 2h - h_1)}. \quad (302)$$

Das Trägheitsmoment ist

$$J = \frac{1}{6} n f_c \left(2h + x - \frac{3}{2} h_1 \right) (2x - h_1) + n J_0, \quad (303)$$

wenn J_0 das auf seine Schwerachse bezogene Trägheitsmoment des Profils eifens und $h = x + y$ ist.

3. Bieugungsmomente.

Hierüber sagen die amtlichen Bestimmungen in § 14:

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffs-
momente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auf-
lagerung den für frei aufliegenden oder durchgehenden Balken geltenden
Regeln zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der
Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung
zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung ein-
zuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge ver-
größerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen,
darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht
rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter
Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder
durch Versuche nachgewiesen werden, das Bieugungsmoment in den Feld-
mitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer
auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde.¹⁾ Über
den Stützen ist dann das negative Bieugungsmoment so groß wie das
Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durch-
gehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet
werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen
oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen
ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer
Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur
dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen
eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

¹⁾ Laut Ministerialerlaß vom 11. April 1908 kann gerechnet werden ein Feld-
moment zu $\frac{p l^2}{10}$ und ein Stützenmoment zu $\frac{p l^2}{8}$.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qem ist die Berechnung auch für die ungünstige Lastenverteilung anzustellen.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite nicht mehr als ein Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge a weniger als das Eineinhalbfache ihrer Breite b beträgt, nach Formel $M = \frac{p l^2}{12}$ berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenteile zu treffen.

8. Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

Häufig vorkommende Biegemomente sind nachstehend zusammengestellt. Aus den gezeichneten Momentenflächen (§ 69) lassen sich sofort die gefährlichen Querschnitte ersehen und die Momente für jede Stelle abgreifen. Die einpunktigten Linien bezeichnen die Stelle der Eiseneinlage bei Eisenbetonbalken und Platten.

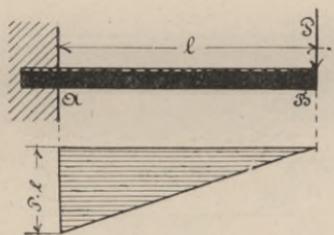


Fig. 248. $M = Pl$. (304)

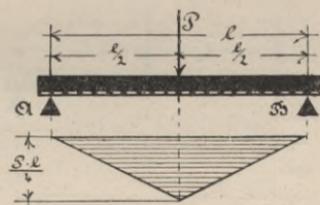


Fig. 250. $M = \frac{Pl}{4}$. (306)

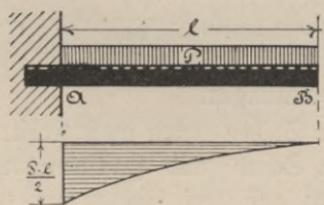


Fig. 249. $M = \frac{Pl}{2}$. (305)

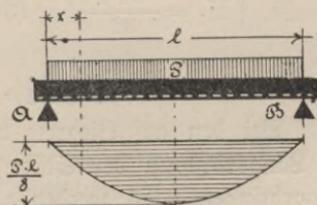


Fig. 251. $M = \frac{Pl}{8}$. (307)

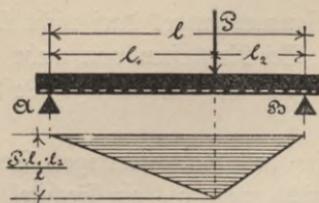


Fig. 252. $M = \frac{Pl_1 l_2}{l}$. (308)

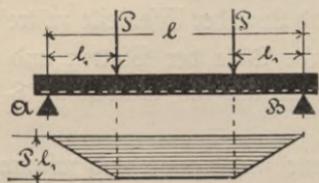


Fig. 253. $M = Pl_1$. (309)

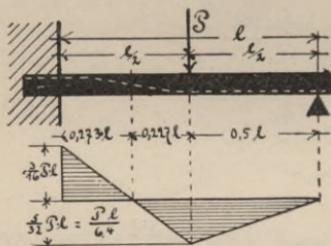


Fig. 254. $M = \frac{3Pl}{16}$. (310)

$M_1 = \frac{5Pl}{32}$. (311)

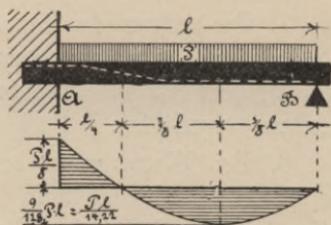


Fig. 255. $M = \frac{Pl}{8}$. (312)

$M_1 = \frac{9Pl}{128}$. (313)

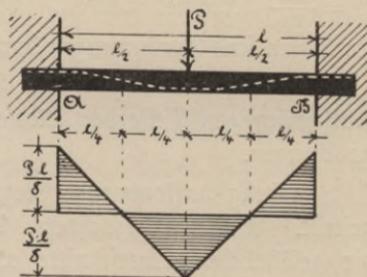


Fig. 256. $M = \frac{Pl}{8}$. (314)

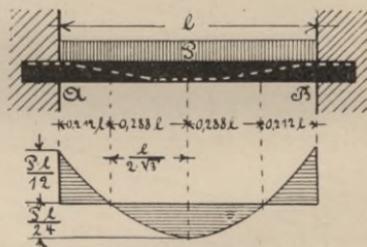


Fig. 257. $M = \frac{Pl}{12}$. (315)

$M_1 = \frac{Pl}{24}$. (316)

4. Schub- und Haftspannungen.

Bei den auf Biegung beanspruchten Stäben treten auch Kräfte in der Längsrichtung der Stäbe auf, welche Schub- und Haftspannungen hervorbringen. Es werden z. B. bei dem auf zwei Stützen frei aufliegenden Balken die Fasern oberhalb der neutralen Schichte gedrückt, unterhalb derselben gezogen; es treten in der neutralen Schichte Schub-

kräfte auf. Die Haftkräfte, das sind die Kräfte, mit denen der Beton am Eisen haftet, wirken einem Verschieben des Eisens im Beton entgegen. Die Schub- und Haftkräfte sind unmittelbar neben dem Auflager, wo die größte Querkraft auftritt, am größten.

a) Balken mit rechteckigem Querschnitt.

α) Schubspannungen. Legt man quer durch den Balken die Schnitte nn und mm im Abstand von 1 cm voneinander (Fig. 258), so wird in dem herausgeschnittenen Balkenteil von b cm Breite und 1 cm Länge die Schubkraft

$$H = D_1 - D.$$

Aus Formel (285) ergibt sich

$$H = \frac{M_1}{h - a - \frac{x}{3}} - \frac{M}{h - a - \frac{x}{3}} = \frac{M_1 - M}{h - a - \frac{x}{3}}.$$

Nach Formel (202) ist aber

$$M_1 - M = Q \cdot 1 = Q,$$

wenn Q die Querkraft bedeutet, folglich

$$H = \frac{Q}{h - a - \frac{x}{3}}.$$

Weil sich H über die Fläche $b \cdot 1$ verteilt, so ist die Schubkraft für 1 qcm oder die Schubspannung¹⁾

$$k_0 = \frac{Q}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}. \quad (317)$$

Nach den amtlichen Bestimmungen darf bei Hochbauten die Schubspannung des Betons das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

β) Haftspannungen. Die Kraft H hat das Bestreben, das Eisen aus dem Beton herauszureißen; es entsteht dadurch eine Gleit- oder Haftspannung, welche diesem Bestreben entgegenwirkt. Bezeichnet man die zwischen Beton und Eisen auftretende Haftspannung mit k_1 , so ist für 1 cm Länge

$$H = k_1 U,$$

¹⁾ Eine andere Ableitung der Formel ist in Heft V meiner Baukunde für Wiesen- und Wegebautechniker angegeben.

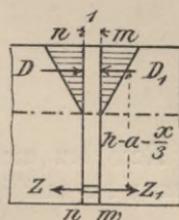


Fig. 258. Schubspannung.

wenn U den Umfang des Eisens bezeichnet. Weil

$$H = \frac{Q}{h - a - \frac{x}{3}},$$

ist, so wird

$$k_1 = \frac{Q}{U \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}, \quad (318)$$

$$k_1 = \frac{b k_0}{U}. \quad (319)$$

Nach den amtlichen Bestimmungen darf bei Hochbauten die Haftspannung die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

γ) Beispiel. Eine gleichmäßig belastete Eisenbetonplatte von 1 m Breite erhält eine Belastung durch Eigengewicht und Nutzlast von 1500 kg qm. Die lichte Entfernung der Auflager beträgt 2,0 m, das Maß $h - a - \frac{x}{3} = 10$ cm; es sind 10 Rundeisen von 10 mm Durchmesser eingebettet. Wie groß werden die Schub- und Haftspannungen?

$$Q = \frac{1500 \cdot 2}{2} = 1500 \text{ kg},$$

$$k_0 = \frac{1500}{100 \cdot 10} = 1,5 \text{ kg/qcm},$$

$$k_1 = \frac{b k_0}{U} = \frac{100 \cdot 1,5}{10 \cdot 1 \cdot 3,14} = 4,8 \text{ kg/qcm}.$$

b) Plattenbalken.

Die Schub- und Haftspannungen werden in gleicher Weise berechnet wie bei den einfachen Platten. Kommt die Nulllinie in den Plattenquerschnitt zu liegen, so gelten Formeln (317) und (319). Für b ist die nutzbare Plattenbreite zu setzen. Fällt die Nulllinie mit der Plattenunterkante zusammen, so ist für b die Stegbreite b_1 zu setzen. Liegt die Nulllinie im Steg, so ist nicht nur der Wert b_1 einzuführen, sondern auch statt des Wertes $h - a - \frac{x}{3}$ der nunmehr gültige Abstand der Druckkraft D von der Eisenschwerlinie, es ist nach Formel (299) der Wert von y zu berechnen und dann $h - a - x + y$ zu setzen. Man findet alsdann die Spannungen

$$k_0 = \frac{Q}{b_1 (h - a - x + y)}, \quad (320)$$

$$k_1 = \frac{Q}{U (h - a - x + y)} = \frac{k_0 b_1}{U}. \quad (321)$$

c) Mittel zur Verminderung der Schub- und Haftspannungen.

Wird bei Anwendung der vorstehenden Formeln die zulässige Grenze überschritten, so kann man entweder alle oder einzelne Eiseneinlagen an den Enden aufbiegen (Fig. 259) oder Bügel (Fig. 260) anordnen. Die Stelle, wo mit dem Aufbiegen der Eisen zu beginnen ist, ergibt sich aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Querkraft Q_1 nur sein darf

$$Q_1 = Q \cdot \frac{4,5}{k_0}.$$

Nach der Plattenmitte zu nimmt der Wert von k_0 ab; es können also bei Bügel die Abstände vom Auflager ab vergrößert werden.

Beispiel. Bei einem Plattenbalken sei $Q = 4500$ kg, $p = 12,00$ kg für 1 cm Balkenlänge, $f_e = 29,45$ qcm = 6 Rundeisen von 2,5 cm Durchmesser, $b_1 = 25$ cm, $h - a = 36$ cm, $x = 12,05$ cm, $y = 8,23$ cm.



Fig. 259. Schubspannung.

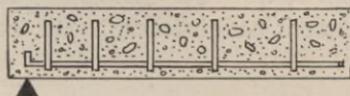


Fig. 260. Schubspannung.

Es beträgt alsdann die Schubkraft im Beton

$$k_0 = \frac{Q}{b_1 (h - a - x + y)} = \frac{4500}{25 (36 - 12,05 + 8,23)} = k_0 = 5,6 \text{ kg/qcm.}$$

Der zulässige Wert der Schubspannung wird also etwas überschritten. Es empfiehlt sich, zwei Eiseneinlagen an den Enden aufzubiegen. Die Stelle, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, liegt dort, wo

$$Q_1 = Q \cdot \frac{4,5}{k_0} = 4500 \cdot \frac{4,5}{5,6} = 3616 \text{ kg}$$

beträgt (Fig. 261). Diese Stelle findet man aus der Bedingung

$$Q = Q_1 + p c,$$

$$c = \frac{Q - Q_1}{p} = \frac{4500 - 3616}{12} = 74 \text{ cm.}$$

Die Haftspannung der vier unteren Einlagen ist

$$k_1 = \frac{b_1 k_0}{U} = \frac{25 \cdot 5,6}{4 \cdot 2,5 \cdot 3,14} = 4,4 \text{ kg/qcm.}$$

Eine zu hohe Haftspannung kann man in einfachster Weise dadurch vermindern, daß man mehrere dünnere Eiseneinlagen bei gleichbleibendem

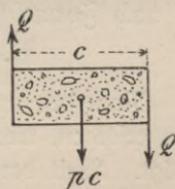


Fig. 261. Schubspannung.

Gesamtquerschnitt f_e anordnet; es wird dann bekanntlich der Gesamtumfang U vergrößert. Auch sollen die Eiseneinlagen an den Enden stets umgebogen werden. Sehr vorteilhaft sind auch besonders geformte Eisen mit Vertiefungen oder Vorsprüngen, die zähneartig in den Beton eingreifen.

§ 77. Knickfestigkeit.

In den amtlichen Bestimmungen für Hochbauten heißt es: „Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn die Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.“

„Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.“ Die Eulersche Knickformel lautet (Formel 244):

$$P_1 = \frac{\pi^2}{\epsilon} \cdot \frac{EJ}{l_1^2}. \quad (322)$$

Beispiel. Ein Eisenbetonpfeiler von 5,0 m Länge und 30 . 30 cm Querschnitt mit 4 Rundeseisen ($d = 2,2$ cm) von 15,2 qcm Gesamtquerschnitt ist mit 30 000 kg zentrisch belastet. Spannungen und Knickicherheit sind zu berechnen.

Nach Formel (270) ist

$$k_b = \frac{30\,000}{30 \cdot 30 + 15 \cdot 15,2} = 26,6 \text{ kg/qcm}$$

und nach Formel (269)

$$k_e = 15 \cdot k_b = 15 \cdot 26,6 = 399 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den amtlichen Bestimmungen soll die Berechnung auf Knicken dann erfolgen, wenn die Länge des Pfeilers mehr als $18 \cdot 0,30 = 5,4$ m beträgt. Weil der Pfeiler nur 5,0 m Länge hat, so ist eine solche Berechnung nicht erforderlich, wie auch nachstehende Ausrechnung zeigt.

Bezeichnet man mit $a = 12$ cm den Abstand des Schwerpunktes eines Rundeseisens von der Nulllinie, dann ist nach Formel (274) das Trägheitsmoment

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 15,2 \cdot 12^2 = 100\,332 \text{ cm}^4.$$

Die zulässige Belastung ist nach der Eulerschen Knickformel bei 10 facher Sicherheit

$$P_1 = \frac{1}{10} \cdot \frac{\pi^2 EJ}{l_1^2}. \quad (323)$$

Wird der Elastizitätsmodul des Betons zu $E = 140\,000$ kg/qcm angenommen, so ergibt sich eine zulässige Last

$$P_1 = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 100\,332}{10 \cdot 500^2} = \text{rd. } 56\,200 \text{ kg.}$$

Die Stütze als Ganzes ist also knickfester. Damit auch beim Eisen kein Knicken eintritt, muß sein

$$\frac{\pi^2 E J}{5 l_1^2} = P_1 = f k_e.$$

Beim Rundeseisen ist $k_e = 399$ kg/qcm, $f = \frac{d^2 \pi}{4}$, $J = \frac{d^4 \pi}{64}$, folglich $\frac{J}{f} = \frac{d^2}{16}$, ferner die zulässige Knicklänge

$$l_1^2 = \frac{\pi^2 E}{5 k_e} \cdot \frac{J}{f} = \frac{2 E}{399} \cdot \frac{d^2}{16},$$

$$l_1 = d \sqrt{\frac{2 \cdot 200\,000}{16 \cdot 399}} = 25 d.$$

Die Eisenstäbe müssen demnach mit Rücksicht auf das Knicken in Abständen von höchstens $25 \cdot 2,2 = 55$ cm durch Quereisen verbunden werden. Nach den amtlichen Bestimmungen sollen jedoch die Abstände höchstens 30 cm betragen.

III. Fachwerkträger.

§ 78. Allgemeines.

Fachwerkträger sind aus Dreiecken zusammengesetzte Stabverbindungen. Die Eckpunkte eines Dreiecks sind gegeneinander unverschiebbar, denn ein Dreieck ist gegeben durch seine drei Seiten. Die Stellen, an denen die Enden der Stäbe miteinander verbunden sind, nennt man Knotenpunkte. Man verteilt die Lasten möglichst auf die Knotenpunkte, so daß die Stäbe nur Zug oder Druck, aber keine Biegung erleiden. Die Zug- und Druckkräfte führen auch den gemeinsamen Namen Spannkkräfte.

Die Ermittlung der Spannkkräfte kann auf verschiedene Weise erfolgen. Verbreitet sind folgende Verfahren:

- das Verfahren Cremonas, bei dem die Spannkkräfte aus den Kräfteplänen und Kräftepolygonen gefunden werden;
- das Rittersche Verfahren, das zur Ermittlung der Spannkkräfte die statischen Momente benutzt;
- die Anwendung der Gegenkräfte (Querkkräfte) zur Bestimmung der Spannkkräfte.

§ 79. Die Kräftepläne Cremonas.

Die auf einen Knotenpunkt eines Fachwerks wirkenden äußeren und inneren Kräfte sind einander im Gleichgewicht und lassen sich deshalb zu einem geschlossenen Polygon mit stetigem Umlaufsinne zusammensetzen. Dieses Kräftepolygon ist bestimmt, sobald nicht mehr als zwei jener Kräfte unbekannt sind. Sind z. B. in Fig. 262 die Kräfte P_1 und P_2 bekannt, so lassen sich die Kräfte S_1 und S_2 finden, indem man P_1 und P_2 aneinanderreicht und dann $1 \parallel S_1$ und $2 \parallel S_2$ zieht.

Sind in einem Dreieckneze die äußeren Kräfte gegeben, so kann man der Reihe nach die Kräftepolygone für sämtliche Knotenpunkte zeichnen, indem man an einem der beiden Knotenpunkte beginnt, von welchem nur zwei Kräfte ausgehen. Werden beim Dreieckneze die einzelnen Kräftepolygone so aneinandergereiht, daß jede Kraft nur einmal in der Figur vorkommt, so nennt man eine solche Figur einen Cremonaschen Kräfteplan. (Cremona hat zuerst auf diese Art der Aneinanderreihung hingewiesen.)

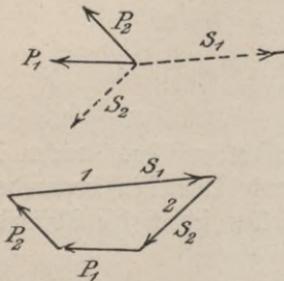


Fig. 262. Graphische Statik.

Für die Zeichnung der Cremonaschen Kräftepläne gilt folgende Regel: Die an einem Knotenpunkte angreifenden Kräfte

müssen stets in der Reihenfolge aneinandergesetzt werden, in der man ihnen bei Umkreisung des Knotenpunktes begegnet. Hierbei sind die äußeren Kräfte (wie in Fig. 263) immer außerhalb des Randes liegend zu denken.

Beispielsweise sind in Fig. 262 die Kräfte in der Reihenfolge $P_1 P_2 S_1 S_2$ und nicht etwa in der Reihenfolge $P_1 P_2 S_2 S_1$ zu nehmen.

Beispiel. Fig. 263 zeigt einen trapezförmigen Träger mit sechs Feldern. Die Felder sind gleichmäßig mit P belastet, dann kommt auf jeden der fünf „schwebenden“ Knotenpunkte P , im ganzen $5 P$. Jedes Lager erhält daher durch die schwebenden Knotenpunkte eine Belastung von $2,5 P$.

Man vereinigt die Stabkräfte

des Punktes I:	$2,5 P U_1 D_1$	zu einem Kräfte-dreieck	1231
" "	II: $D_1 V_1 O_1$	" "	1341
" "	III: $P U_1 V_1 D_2 U_2$	" " Kräftepolygon	523465
" "	IV: $D_2 O_1 O_2 V_2$	" "	64176
" "	V: $P U_2 V_2 D_3 U_3$	" "	856798
" "	VI: $D_3 O_2 O_2 D_3 V_3$	" "	971709

Beispiel. Die Spannkraften des im vorhergehenden Paragraphen untersuchten Trägers sind zu ermitteln.

Durchschneidet man den Träger nach Fig. 264, so hat man für die links vom Schnitt belegenen Trägerteile

bei Schnitt 1 U_1 und Drehpunkt 1:

$$U_1 a = 2,5 P a; \quad U_1 = 2,5 P = 2500 \text{ kg};$$

bei Schnitt 2 U_2 und Drehpunkt 2:

$$U_2 a = 2,5 P \cdot 2a - P a; \quad U_2 = 4 P = 4000 \text{ kg};$$

bei Schnitt 3 U_3 und Drehpunkt 3:

$$U_3 a = 2,5 P \cdot 3a - P \cdot 2a - P a; \quad U_3 = 4,5 P = 4500 \text{ kg}$$

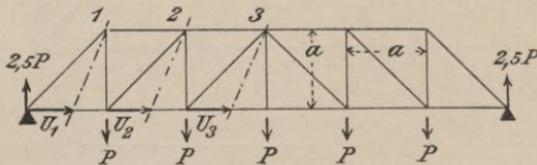


Fig. 264. Graphische Statik.

Wird der Träger nach Fig. 265 durchgeschnitten, so hat man bei Schnitt 4 O_1 und Drehpunkt 4:

$$O_1 a = 2,5 P a; \quad O_1 = 2,5 P = 2500 \text{ kg};$$

bei Schnitt 5 O_2 und Drehpunkt 5:

$$O_2 a = 2,5 P \cdot 2a - P a; \quad O_2 = 4 P = 4000 \text{ kg}.$$

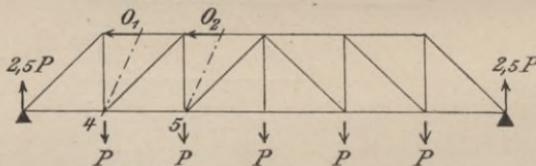


Fig. 265. Graphische Statik.

Legt man die Schnitte nach Fig. 266, so ergibt sich (unter Beachtung von Fig. 264):

$$a = \sqrt{2} c = 1,414 c; \quad a : c = 1,414;$$

bei Schnitt 4 β und Drehpunkt 4:

$$D_1 c = 2,5 P a; \quad D_1 = 2,5 P \cdot 1,414 = 3535 \text{ kg};$$

bei Schnitt 5 O_1 und Drehpunkt 5:

$$D_2 c = 2,5 P \cdot 2a - O_1 a - P a; \quad D_2 = 1,5 P \cdot 1,414 = 2120 \text{ kg};$$

bei Schnitt 6 O_2 und Drehpunkt 6:

$$D_3 c = 2,5 P \cdot 3 a - O_2 a - P(1 a + 2 a); \quad D_3 = 0,5 P \cdot 1,414 = 707 \text{ kg.}$$

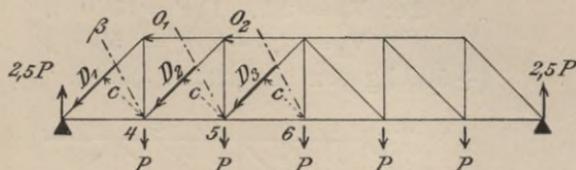


Fig. 266. Graphische Statik.

Aus Fig. 267 folgt

bei Schnitt 0 O_1 und Drehpunkt 0:

$$V_1 a = O_1 a; \quad V_1 = O_1 = 2,5 P; \quad V_1 = 2500 \text{ kg;}$$

bei Schnitt 4 O_2 und Drehpunkt 0:

$$V_2 \cdot 2 a = O_2 a - P a; \quad V_2 = 1,5 P = 1500 \text{ kg.}$$

$$V_3 = P = 1000 \text{ kg.}$$

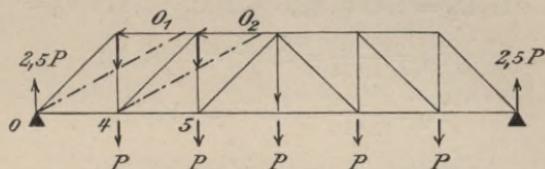


Fig. 267. Graphische Statik.

§ 81. Anwendung der Gegenkräfte (Querkräfte).

Man kann die Spannkkräfte auch finden mit Hilfe des Satzes:

Beim Gleichgewicht ist die Summe der entgegengesetzt wirkenden Kräfte gleich Null.

Durchschneidet man einen Träger, so muß unter den äußeren Kräften und den Spannkkräften der durchschnittenen Stäbe Gleichgewicht herrschen. Um die Spannkkräfte zu finden, legt man den Schnitt so, daß sich unter den entgegengesetzt wirkenden Kräften nur eine unbekannte Stabkraft findet.

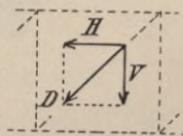


Fig. 268. Graphische Statik.

Beispiel. Die Spannkkräfte des vorberechneten Trägers sind zu suchen.

Es ist nach Fig. 268 allgemein $D = 1,414 V = 1,414 H;$

$$H = V = \frac{D}{1,414}.$$

In Fig. 269 ist bei

$$\text{Schnitt } bc: V_1 = 2,5 P = 2500 \text{ kg}$$

$$\text{„ } de: V_2 = (2,5 - 1) P = 1500 \text{ „}$$

$$V_3 = (2,5 - 2) P = 500 \text{ „}$$

(+ 500 kg von der zweiten Hälfte).

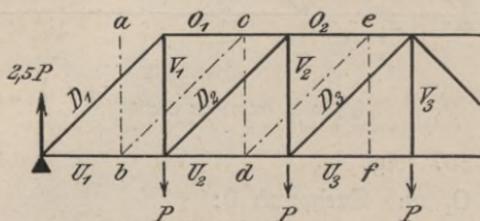


Fig. 269. Graphische Statik.

$$\text{Schnitt } ab: D_1 = 1,414 \cdot 2,5 P = 1,414 \cdot V_1 = 3535 \text{ kg}$$

$$\text{„ } cd: D_2 = 1,414 \cdot (2,5 - 1) P = 1,414 V_2 = 2121 \text{ „}$$

$$\text{„ } ef: D_3 = 1,414 \cdot (2,5 - 2) P = 1,414 V_3 = 707 \text{ „}$$

$$H_1 = \frac{D_1}{1,414} = 2,5 P = 2500 \text{ kg}$$

$$H_2 = \frac{D_2}{1,414} = 1,5 P = 1500 \text{ „}$$

$$H_3 = \frac{D_3}{1,414} = 0,5 P = 500 \text{ „}$$

$$\text{Schnitt } ab: U_1 = H_1 = 2500 \text{ kg,}$$

$$\text{„ } bc: O_1 = U_1 = 2500 \text{ kg,}$$

$$\text{„ } cd: U_2 = H_2 + O_1 = 4000 \text{ kg,}$$

$$\text{„ } de: O_2 = U_2 = 4000 \text{ kg,}$$

$$\text{„ } ef: U_3 = H_3 + O_2 = 4500 \text{ kg.}$$

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Kulturtechnische Baukunde.

Von **H. Gamann**,

Lehrer an der Wiesen- und Wegebauerschule in Siegen.

Erster Band: **Baustofflehre. — Bauelemente. — Wegebau. — Kanalisation.**

Mit 224 Textabbildungen. Gebunden, Preis 9 M.

Die Unterhaltung der Wege und Fahrstraßen.

Von **H. Gamann**,

Lehrer an der Wiesen- und Wegebauerschule in Siegen.

Mit 108 Textabbildungen. Kartoniert, Preis 5 M.

Hydraulik und ihre Anwendung in der Kulturtechnik.

Von **H. Gamann**,

Lehrer an der Wiesen- und Wegebauerschule in Siegen.

Mit 153 Textabbildungen und 2 Tafeln. Gebunden, Preis 5 M. 50 Pf.

Hilfstafeln zur Bearbeitung von Meliorations-Entwürfen und anderen wasserbautechnischen Aufgaben.

Aufgestellt und herausgegeben von

Georg Schewior,

Königlicher Landmesser und Kulturingenieur in Münster in Westfalen.

13 graphische Tafeln und 1 Zahlentabelle mit 23 erläuternden Beispielen.

Kartoniert, Preis 7 M. 50 Pf.

Leitfaden und Normalentwürfe

für die

Aufstellung und Ausführung

von

Wasserleitungsprojekten für Landgemeinden.

Aus der Praxis entnommen und für die Praxis bearbeitet von

H. Heinemann,

Königl. Wiesenbaumeister und Lehrer an der Wiesenbauschule zu Siegen in Westfalen.

Zweite, neubearbeitete Auflage.

Mit 107 Textabbildungen und 19 Tafeln. Kartoniert, Preis 7 M.

Die Veranschlagung und Verdingung von Bauarbeiten in Zusammenlegungssachen.

Zum praktischen Gebrauch für Vermessungsbeamte
der landw. Verwaltung, Wegebau- und Meliorationstechniker

bearbeitet von

E. Deubel,

Ökonomierat in Cassel.

Zweite, neubearbeitete Auflage.

Mit 21 Textabbildungen. Gebunden, Preis 9 M.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

Grundlehren der Kulturtechnik.

Unter Mitwirkung von Dr. M. Fleischer, Geh. Ober-Reg.-Rat, Prof. in Berlin, P. Gerhardt, Geh. Oberbaurat in Berlin, Dr. E. Gieseler, Geh. Reg.-Rat, Prof. in Poppelsdorf, M. Grantz, Geh. Reg.-Rat, Prof. in Berlin, A. Hüser, Oberlandmesser in Kassel, H. Mahraun, Geh. Reg.-Rat in Kassel, W. v. Schlebach, Oberfinanzrat in Stuttgart, Dr. W. Strecker, Prof. in Leipzig, Dr. L. Wittmack, Geh. Reg.-Rat, Prof. in Berlin,
herausgegeben von

Dr. Ch. August Vogler,

Geh. Reg.-Rat, Professor an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin.

Erster Band: **Naturwissenschaftlicher und technischer Teil.** Vierte Auflage.
Mit 912 Textabbildungen und 9 Tafeln. In zwei Bände gebunden, Preis 36 M.

Zweiter Band: **Kameralistischer Teil.** Dritte Auflage.
Mit 21 Textabbildungen und 9 Tafeln. Gebunden, Preis 18 M.

Kulturtechnischer Wasserbau.

Handbuch für Praktiker und Studierende

von **Adolf Friedrich,**

k. k. Hofrat, o. ö. Professor an der k. k. Hochschule für Bodenkultur in Wien.

Erster Band: **Allgemeine Bodenmeliorationslehre. — Hydrometrie. — Erdbau. Bodenentwässerung. — Bodenbewässerung. — Ausgeführte Anlagen.**

Dritte, erweiterte Auflage.

Mit 511 Textabbildungen und 23 Tafeln. Gebunden, Preis 20 M.

Zweiter Band: **Die Wasserversorgung der Ortschaften. — Die Stauweiherbauten. — Die Kanalisation der Ortschaften, Reinigung und landwirtschaftliche Verwertung der Abwässer.**

Zweite, erweiterte Auflage.

Mit 211 Textabbildungen und 23 Tafeln. Gebunden, Preis 18 M.

Die Praxis des Vermessungsingenieurs.

Geodätisches Hand- und Nachschlagebuch
für Vermessungs-, Kultur- und Bauingenieure, Topographen,
Kartographen und Forschungsreisende.

Mit Unterstützung durch zahlreiche Ministerien, Behörden, wissenschaftliche Institute und Vereine bearbeitet von

Alfred Abendroth,

Königl. Vermessungsdirigenten bei der Landesaufnahme in Berlin.

Mit 129 Textabbildungen und 13 Tafeln. Gebunden, Preis 28 M.

Der Landmesser im Städtebau.

Praktisches Handbuch zur sachgemäßen Erledigung der landmesserischen Geschäfte im Gemeindedienst.

Von **Alfred Abendroth,**

Königl. Vermessungsdirigenten bei der Landesaufnahme in Berlin.

Zweite, vermehrte und verbesserte Auflage.

Mit 4 Tafeln und 34 Textabbildungen. Gebunden, Preis 12 M.

Zu beziehen durch jede Buchhandlung.

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-351317

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297671