Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch
für Studium und Praxis

Herausgegeben

von

Robert Otzen
Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover

IV. Teil. Konstruktiver Ingenieurbau. 3. Band:

Der Massivbau

von

Robert Otzen

Berlin
Verlag von Julius Springer
1926

Der Massivbau

(Stein-, Beton- und Eisenbetonbau)

Von

Robert Otzen

Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule
zu Hannover

Mit 497 Textabbildungen

Berlin

Verlag von Julius Springer

1926

ISBN 978-3-642-47255-8 ISBN 978-3-642-47652-5 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-642-47652-5

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.

Copyright 1926 by Julius Springer in Berlin.
Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1926

Vorwort.

Motto: „Man muß an das Einfache, an das urständig Produktive glauben, wenn man den rechten Weg gewinnen will. Wir werden in einem künstlichen Zustand geboren, und es ist durchaus leichter, diesen immer mehr zu bekünsteln, als zu dem Einfachen zurückzukehren."

Goethe, Brief an Zelter v. 29. 3. 1827.

Die Aufgabe, ein großes technisches Gebiet in einem beschränkten Rahmen darzustellen, kann nur dann befriedigend gelöst werden, wenn es gelingt, aus der Überfülle des Stofflichen das „Wesentliche" zu erkennen und in harmonischer Abrundung der einzelnen Abschnitte gegeneinander zu schildern. Der Zweck eines Buches bestimmt Art und Zahl der zu behandelnden Tatsachen und Probleme, die als wesentlich zu werten sind. Für die Bände der „Handbibliothek" ist dieser Zweck durch den Untertitel „Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis" gekennzeichnet. Die Darstellungsform ist also nicht die eines reinen Lehrbuches, denn sie stellt die Bedürfnisse der Praxis in die erste Linie; allerdings einer Praxis, die über die wissenschaftliche Forschung grundlegend orientiert werden und die tatsächlichen Angaben begründet haben will. Hieraus ergibt sich für den Aufbau des Stoffes und der theoretischen Folgerungen eine systematische Anordnung, die auch den Studierenden zwanglos in die Materie einführt.

Das Pädagogische ist im Inhalt stark betont, aber nicht nur im Hinblick auf die Leser aus dem Kreise der akademischen Jugend. Die dauernde unmittelbare Berührung mit der Baupraxis und die hieraus gewonnenen Erfahrungen haben mich veranlaßt, das vereinfachend Systematische in der Darstellung auch im Hinblick auf den erfahrenen Leser beizubehalten. Das am höchsten zu bewertende Ziel des Ingenieurs ist die schöpferische Tat — das Entwerfen. In die Richtung auf dieses Ziel hin ist jede Einzelheit eingestellt.

Die folgerichtige Durchführung dieses Grundsatzes zwang zum Verzicht auf die Anlehnung an ausgeführte Beispiele. Die Entwurfsmöglichkeiten sind aus den grundlegenden statisch-technisch-wirtschaftlichen Voraussetzungen heraus entwickelt. Die zur Charakterisierung einer Bauart gegebenen Lichtbilder von bestehenden Bauwerken sind daher weder näher beschrieben, noch sind Ort oder Urheber genannt. Den Baufirmen, die mir das Material freundlichst zur Verfügung stellten, sage ich an dieser Stelle meinen besten Dank.

Unter dem Namen „Massivbau" sind alle „steinernen" Bauwerke zusammengefaßt. Da Beton und Eisenbeton im modernen Ingenieurbau überragende Bedeutung gewonnen haben, so nimmt die Darstellung ihrer Eigenart naturgemäß den breitesten Raum ein. Das Herauskommen der neuen Beton- und Eisenbetonbestimmungen 1925 mußte abgewartet werden, um den Inhalt des Buches mit den in diesen Vorschriften niedergelegten Erfahrungen und Grundsätzen in Einklang zu bringen. Die stürmische Entwicklung in dem Veredlungsprozeß der wichtigsten Baustoffe Zement und Eisen, die in den letzten Jahren einsetzte, ist ebenfalls mit kritischer Vorsicht berücksichtigt.

Das knappe Zusammenfassen eines umfangreichen und verwickelten Stoffes bedingt eine Unsumme von vorbereitender und klärender Arbeit, das endgültige Fertigstellen des Druckes viel Sorgfalt in technischer Kleinarbeit. Die Hilfe verständnisvoller Mitarbeiter ist daher notwendig und fördernd.

Mit unermüdlichem Interesse haben die Assistenten meiner Lehrfächer sich diesen Aufgaben gewidmet. Ich möchte deshalb den Herren Reg.-Baumeister a. D. Leiter und Dipl.-Ing. Bieligk, die im Unterricht der konstruktiven Fächer tätig sind, und den Herren Dr.-Ing. Kristen und Dr.-Ing. Kalk, die in meinem Forschungsinstitut für Baustoffkunde arbeiten, an dieser Stelle meinen Dank zum Ausdruck bringen.

Der Verlag hat bei diesem Werk, das eine lange Entstehungsgeschichte hat, in großzügiger Weise jedem Wunsche Rechnung getragen und bewiesen, daß er für die Eigenart technischer Literatur ein tiefes Verständnis besitzt.

So erfreulich die Bestrebungen nach einer Reinigung der deutschen Sprache von Fremdwörtern sind, der Fanatismus (zu deutsch „Meinungswut“, Heyses Fremdwörterbuch!) der Ausrottung jeden Fremdwortes führt nach meiner Ansicht zu Gewaltsamkeiten. In einem wissenschaftlichen Werke haben einzelne Fremdwörter altsprachlichen Ursprungs durchaus ihre Daseinsberechtigung.

Hannover, im Januar 1926.

Robert Otzen.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

Einleitung.

I. Der Kampf ums Gleichgewicht 1
II. Angreifende Kräfte 3
a) Äußere Kräfte 3
1. Brückenbauten, einschließlich Stützmauern 3
A. Eigenlast (Eigengewicht) 3
B. Verkehrslast 8
I. Gleisbahnen 8
a) Haupteisenbahnen 8
b) Nebeneisenbahnen und Kleinbahnen 10
c) Straßenbahnen 11
II. Straßenverkehrslasten 11
C. Winddruck 13
D. Wasser- und Erddruck 14
I. Allgemeine Annahmen 14
II. Rechnerische Ermittelung des Erddruckes 19
III. Zeichnerische Ermittelung des Erddruckes 19
IV. Annäherungsrechnung 22
Literatur betreffend Erddruck 23
2. Ingenieurhochbauten 27
A. Eigenlast 27
B. Nutzlast 27
C. Schneelast 29
D. Winddruck 29
E. Silokräfte 31
3. Bauten besonderer Art 32
A. Eisenbahnschwellen 32
B. Maste 33
C. Eisenbetonschiffe 33
b) Innere Kräfte 33
1. Querschnittsbelastung 34
2. Wärmeänderung 36
3. Schwinden und Dehnen 36
III. Widerstehende Kräfte 37
a) Äußere Kräfte 37
1. Bodenpressung 37
2. Passiver Erddruck 37
b) Innere Kräfte 38
IV. Zerstörende Einflüsse 40
a) Zerstörende Einflüsse chemischer Art 40
1. Natürlich vorkommende Stoffe 41
A. Gasförmige Stoffe 41
B. Flüssigkeiten, Wasser 41
C. Feste Stoffe 42
2. Künstlich angesammelte Stoffe 42
b) Zerstörende Einflüsse physikalischer Art 42

Erster Abschnitt.

Massiver Baustoff.

Seite

A. Einleitung 43
B. Begriffserklärung 45
C. Bauelemente 47
I. „Tote" Bauelemente 48
a) Natürliche Bausteine 48
b) Künstliche Bausteine 52
1. Gebrannte künstliche Bausteine 52
2. Ungebrannte künstliche Bausteine 53
c) Zuschlagstoffe des Betons 54
d) Eisen 62
e) Holz 67
II. „Lebendige" Bauelemente 69
a) Bindemittel 69
b) Anmachewasser 80

D. Massiver Baustoff 81
I. Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen 82
a) Mauerwerksarten 82
b) Mörtel 83
c) Festigkeit und Elastizität des Mauerwerks 87
II. Beton 91
a) Entstehung des formbaren Gemenges 91
1. Das Mischen 94
2. Das Mengenverhältnis 95
A. Komponente „Zement" 97
I. Druckfestigkeit 98
II. Zugfestigkeit 100
III. Scher- und Schubfestigkeit 101
B. Komponente „Zuschlagstoff" 104
C. Komponente „Wasser" 107
b) Behandlung bis zum Eintritt der Ruhe am Verwendungsort 111
1. Die Herstellung der Einfüllungsform, der „Schalung" 112
2. Beförderung der Masse vom Mischort zur Verwendungsstelle 113
A. Zeitdauer 113
B. Beförderungsart 114
I. In Gefäßen oder durch eigene Schwere 114
II. Das Betonspritz- oder „Torkret"-Verfahren 115
3. Einbringen der Masse 118
A. Betonarten 118
I. Stampfbeton 118
II. Schüttbeton 119
III. Weicher Beton 119
IV. Gußbeton 119
V. Füllbeton 120
B. Ausbeute 120
C. Frostwirkung 123
c) Befreiung von künstlicher Stützung (Ausschalen) 124
d) Entwicklung in höherem Alter 125
1. Festigkeitszunahme 125
2. Elastisches Verhalten 126
3. Schwinden und Dehnen 129
4. Wasserdichtigkeit (Wasserundurchlässigkeit des Betons) 130
5. Wärmeleitung 137
6. Verhalten im Feuer 139
III. Eisenbeton als massiver biegungsfester Baustoff 139
a) Gemeinsame Wirkung von Beton und Eisen 140
1. Allgemeines 140
2. Versuchsergebnisse 141
3. Schlußfolgerung 143
b) Das Einbringen der Masse 144
1. Herstellung der Schalung 144
2. Betonarten 145

Seite

A. Korngröße des Zuschlages 145
B. Mischungsverhältnis 145
C. Dichtigkeit und Konsistenz 146
3. Das Eisengeflecht 147
A. Platten, Balken und Plattenbalken 147
B. Säulen und Stützen 148
C. Die Flechtarbeit 149
D. Einbetonieren der Eisen 151
c) Befreiung von künstlicher Stützung (Ausschalen) 153
d) Entwicklung in höherem Alter 154
1. Festigkeit und Elastizität 154
2. Eigenspannungen des Eisenbetons 155
3. Rostgefahr 158
4. Verhalten des Eisenbetons im Feuer 159
e) Die Formänderungen 160
IV. Holzbeton 163

Zweiter Abschnitt.

Spannung und Abmessung der Bauglieder.

A. Begriffsbestimmung 164
B. Reine Biegung: *M* 166
Druckfester Baustoff; Stein und Beton 166
Biegungsfester Baustoff; Eisenbeton 166
I. Ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton 167
a) Rechteckquerschnitt 167
1. Einfache Bewehrung 167
A. Prüfungsverfahren 167
B. Entwurfsverfahren 183
2. Doppelte Bewehrung 185
A. Prüfungsverfahren 185
B. Entwurfsverfahren 187
b) T-förmiger Querschnitt (Platten- oder Rippenbalken) 192
1. Einfache Bewehrung 194
A. Prüfungsverfahren 194
B. Entwurfsverfahren 199
2. Doppelt bewehrte Plattenbalken 201
c) Unregelmäßige Querschnitte 202
1. Unsymmetrische Plattenbalkenquerschnitte 202
2. Sonstige unregelmäßige Querschnittsformen 202
II. Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton 202
C. Querkraft: *Q* 208
D. Biegung und Querkraft: *M*/*Q* 211
I. Hauptspannungen 211
II. Rechnungsbeispiel 213
E. Längskraft: *N* 216
I. Nur druckfeste massive Baustoffe (Mauerwerk und Beton) 216
II. Biegungsfester massiver Baustoff (Eisenbeton) 217
a) Säulen mit Längsbewehrung 217
b) Umschnürte Säulen 221
F. Biegung und Längskraft: *M*/*N* 226
I. Nur druckfeste massive Baustoffe (Mauerwerk und Beton) . . . 226
II. Biegungsfester massiver Baustoff (Eisenbeton) 230
a) Prüfungsverfahren 230
1. Fall. Im Querschnitt herrscht nur Druckspannung 232
2. Fall. Zugspannungen treten auf 233
A. Unsymmetrische Bewehrung 233
B. Symmetrische Bewehrung 234
3. Fall. Zugspannungen sollen im Beton nicht berücksichtigt werden . . 237
A. Unsymmetrische Bewehrung 237
B. Symmetrische Bewehrung 238
Zahlenbeispiel 238
b) Entwurfsverfahren 242
1. Nur Druckspannungen treten auf 242
2. Zug- und Druckspannungen treten auf, die Zugzone des Betons wird nicht in Rechnung gestellt 242

Seite

G. Längs- und Querkraft: N/Q 245
H. Moment, Längs- und Querkraft: $M/N/Q$ 245
J. Knickgefahr 246
K. Beton mit steifen Eiseneinlagen 252

Dritter Abschnitt.

Der Entwurf.

A. Allgemeine Betrachtungen 254
B. Bauwerke 256
I. Stütz- und Futtermauern 256
a) Gewichtsstützmauern 257
1. Volle Stützmauern 257
A. Vorderfläche 257
B. Rückenfläche 258
C. Fundamentsohle 259
D. Zusammentassung 259
2. Aufgelöste Stützmauern 261
b) Winkelstützmauern 262
1. Winkelstützmauern ohne Rippen 262
2. Winkelstützmauern mit Rippen 264
II. Brücken 267
a) Systematische Einteilung der Bauformen 267
1. Verkehrsdecke 268
2. Landanschlüsse 270
3. Tragwerke 271
A. Tragwerke mit einer Öffnung 273
I. Gewölbte oder Bogenbrücken 273
a) Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes 273
b) Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes 275
II. Balkenbrücken 277
a) Einfacher Balken auf zwei Stützen 277
1. Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes 279
2. Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes 282
b) Eingespannter Balken 282
c) Rahmen 284
1. Zweigelenkrahmen 284
2. Eingespannter Rahmen 285
3. Geschlossener Rahmen 287
B. Tragwerke mit mehreren Öffnungen 287
I. Gewölbte Brücken 288
a) Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes 288
b) Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes 290
II. Balken- und Rahmenbrücken 290
b) Entwurfsgestaltung der Brücken 294
1. Gewölbte Brücken 294
A. Gewölbte Bauwerke mit einer Öffnung 294
I. Allgemeines 294
II. Gewölbe 299
a) Eingespannter Bogen 300
I. Verfahren 300
II. Verfahren 303
b) Dreigelenkbogen 308
c) Stützlinientheorie 308
d) Zwei- und Eingelenkbogen 315
Literatur 316
III. Widerlager 318
IV. Stirnmauer 323
V. Flügel 324
a) Parallelflügel 325
b) Winkelflügel 327
VI. Zwickelausbildung 330
B. Gewölbte Bauwerke mit mehreren Öffnungen 333
I. Zwischenpfeiler 333
a) Statische Grundlagen 333
b) Technische Ausführung 336

Seite
1. Landpfeiler 337
2. Strompfeiler 340
3. Gruppenpfeiler 341
2. Balken- und Rahmenbrücken 342
A. Balken- und Rahmenbrücken mit einer Öffnung 342
I. Das Balkentragwerk 343
a) Statische Grundlagen 343
b) Querschnittsform des Balkentragwerks 344
1. Gehwegbrücken 345
2. Straßenbrücken 345
3. Eisenbahnbrücken 352
II. Widerlager 353
III. Flügel 354
IV. Bewehrung von Ecken und Knoten 354
a) Rahmenecken 355
b) Knoten von Fachwerkträgern 356
B. Balken- und Rahmenbrücken mit mehreren Öffnungen 356
I. Durchlaufendes Tragwerk mit mehreren Stützen 357
II. Zwischenpfeiler 361
III. Übersicht ausgeführter Bauwerke 368
c) Wichtige Einzelheiten im Brückenbau 368
1. Abführung des Niederschlagwassers 368
2. Gelenke 372
A. Allgemeines 372
B. Systematische Einteilung der Gelenke 375
C. Gelenke zur Aufnahme von Querkräften (Auflager) 377
D. Gelenke zur Aufnahme von Längs- und Querkräften 377
I. Federgelenke 377
II. Vollkommene Gelenke 379
III. Wälzgelenke 381
3. Geländer und Brüstungen 389
A. Geländer 390
B. Brüstungen 390
4. Lehr- und Schalgerüste 392
A. Lehrgerüste für gewölbte Bauwerke 393
I. Allgemeines 393
II. Binderformen 397
III. Ausrüsten der Gewölbe 400
a) Ausrüstungsvorrichtungen 401
b) Ausrüstungsverfahren 401
B. Lehr- und Schalgerüste für Balkenbrücken 402

III. Ingenieurhochbauten 404
a) Einteilung und Gesamtanordnung der Bauwerke 405
1. Gebäude und Gebäudeteile 405
A. Stockwerksgebäude 405
B. Geschlossene Hallen und Schuppen 405
C. Offene Hallen 407
D. Kuppeln 410
2. Behälterbauten 411
A. Flüssigkeitsbehälter 411
I. Entwurfsgrundlagen 411
a) Behältersohle im Gelände 412
b) Behältersohle über Gelände 413
1. Zylindrische Grundform 415
α) Wagerechte Bodenplatte 415
β) Gewölbte Bodenplatte 415
2. Prismatische Grundform 416
II. Statische Grundlagen 417
a) Ohne Berücksichtigung der Randeinspannung 417
b) Mit Berücksichtigung der Randeinspannung 419
B. Behälter für Massengüter-Silos 420
I. Entwurfsgrundlagen 420
a) Großräumige Silos 421
b) Zellensilos 421
c) Füllgutarten 423
d) Verschlußvorrichtungen 425
II. Statische Grundlagen 426

Seite
b) Typische Bauformen 429
1. Decken 430
A. Statische Grundlagen 430
I Systematische Einteilung der Decken 431
II. Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung 432
a) Eisenbetondecke 433
b) Steineisendecke 433
c) Hohlsteindecke 434
III. Kreuzweis bewehrte Platten 434
IV. Pilzdecken 435
B. Bautechnische Durchbildung 438
I. Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung 438
a) Eisenbetondecke 438
b) Steineisendecke 439
c) Hohlsteindecke 439
II. Pilzdecke 443
a) Platte 443
b) Stützkopf 445
2. Rahmen (Geradstabwerke) 446
3. Fundamente 453
4. Treppen 455
IV. Besondere Bauformen 456
a) Schornsteine 456
1. Allgemeines 456
2. Entwurfsgrundlagen 457
3. Statische Berechnung 457
A. Belastungs- und Spannungsannahmen 457
B. Berechnung 459
I. Eigengewicht und Winddruck 459
II. Temperatureinfluß 459
C. Neueste Feststellungen betr. Wind- und Wärmewirkung 460
4. Bauausführung der Eisenbetonschornsteine 461
b) Tunnelbauten 463
c) Eisenbetonmaste 466
d) Eisenbeton-Schiffbau 468

Anhang.

A. Literatur 471
I. Sammelwerke und Lehrbücher 471
II. Taschenbücher 472
III. Zeitschriften 472
IV. Periodisch erscheinende Schriften 473
B. Bestimmungen und Vereinbarungen 473
I. Behördliche Bestimmungen 473
II. Sonstige Bestimmungen und Vereinbarungen 475
C. Einheitliche Bezeichnungen 475
I. Mathematische Zeichen 475
II. Maßeinheiten 476
III Formelgrößen 476
a) Allgemein 476
b) Ingenieurbauwerke 477
c) Eisenbetonbau 477
D. Sachverzeichnis 479

Einleitung.

I. Der Kampf ums Gleichgewicht.

Zur Gestaltung eines Werkes — sei es nun ein Kunstwerk, ein Bauwerk oder ein Handwerk — gehören der Plan, der Stoff, die sinngemäße Durchbildung der Teile und der Aufbau des Ganzen; ins Bautechnische übertragen: der Entwurf, die Wahl des Baustoffes, die Berechnung und Konstruktion der Bauglieder und die Bauausführung. Das Bauwerk steht zwischen Kunstwerk und Handwerk. Den drei Gebieten der Bautechnik, der Architektur (Hochbau), dem Bauingenieurwesen (leider volkstümlich und irreführend Tiefbau genannt) und dem Maschinenbau ist es eigentümlich. Maßstäbe für die Güte des Werks sind Zweckmäßigkeit und Schönheit. Beim Gebäude des Architekten wird die Forderung der Schönheit — bei der Maschine die Zweckmäßigkeit in den Vordergrund gestellt. Das Bauwerk des Bauingenieurs bildet ein Mittelglied. Bauprogramm und Neigung des Bauherrn oder Baumeisters werden für die Annäherung nach der einen oder anderen Seite entscheidend sein. Sein gedanklicher Inhalt ist ein Kampf — der Kampf ums Gleichgewicht. Angreifende und widerstehende Kräfte sind harmonisch auszugleichen.

Um diesen Kampf plastisch vorstellbar zu gestalten, empfehle ich meinen Schülern folgende gedankliche Aufteilung der Vorgänge.

a) Ausgleich der angreifenden und widerstehenden äußeren Kräfte am ganzen, vorläufig als unzerstörbar gedachten, d. h. richtig dimensionierten Bauwerk.

b) Ausgleich der angreifenden und widerstehenden inneren Kräfte an den Einzelteilen —, den „Baugliedern“ des Bauwerks.

Zu a): Die „angreifenden äußeren Kräfte“ (alle Lasten, Winddruck, Erddruck u. a. m.) sind bestrebt, das Bauwerksganze aus seiner Ruhelage zu bringen. Widerstand leisten die „widerstehenden äußeren Kräfte“, die in den Fundamentflächen tätig sind, also Bodenpressung und ev. passiver Erddruck.

Dieses äußere Gleichgewicht des ganzen, als innerlich unzerstörbar angenommenen Bauwerks ist zunächst in der rohen Gestaltung des Entwurfs mit überschläglich zu bestimmenden Kräften festzulegen. Denn die unverrückbare Verbindung des Bauwerks mit dem Erdboden ist die erste Notwendigkeit. Die Formgebung und Durchbildung der Einzelteile kommt erst in zweiter Linie.

Die Anschaulichkeit wird verstärkt durch die Vorstellung, daß der Entwerfende das Bauwerk in seinen Händen trägt. Die Leistung der Arme kennzeichnet die Wirkung der Mittelkräfte im Fundament. Die Spannungsverteilung in der Fundamentsohle wird am sinnfälligsten durch die Vorstellung des Tragens und Festhaltens mit den gespreizten Händen körperlich empfunden. Da die Praxis auf die in der Natur mit einfachsten Mitteln

festzulegenden und zu prüfenden „Systemachsen“: lotrecht (mittels des Lotes) und wagerecht (mittels der Wasserwage) angewiesen ist, so ist die Anwendung dieser Achsen eine vernünftige Maßnahme. Wissenschaftlich notwendig ist sie natürlich nicht.

In der Sprache des Ingenieurs, der Zeichnung, ist dieser „Kampf ums Gleichgewicht“ in der Skizzenreihe der Abb. 1 an dem einfachen Beispiel einer Stützmauer veranschaulicht. Sie soll hier nur ganz allgemein sinnbildlich wirken, näheres Eingehen auf die Einzelheiten findet sich unter „Stützmauer“ S. 257,

Zu b) Die Vorstellung, daß ein Bauwerk, von äußeren Kräften ergriffen, nur dann seine Ruhelage behält, wenn es solide Fundamente hat, oder wissenschaftlich ausgedrückt, wenn die widerstehenden Bodenpressungen innerhalb zulässiger Grenzen bleiben, ist einfach. Schwieriger — namentlich für den Ungeübten — ist die plastische Vorstellung der Vorgänge im Innern des Bauwerkes. Als Folge der von außen kommenden Kraftwirkungen treten im Innern Erscheinungen auf, die als elastische Formänderungen und Spannungen

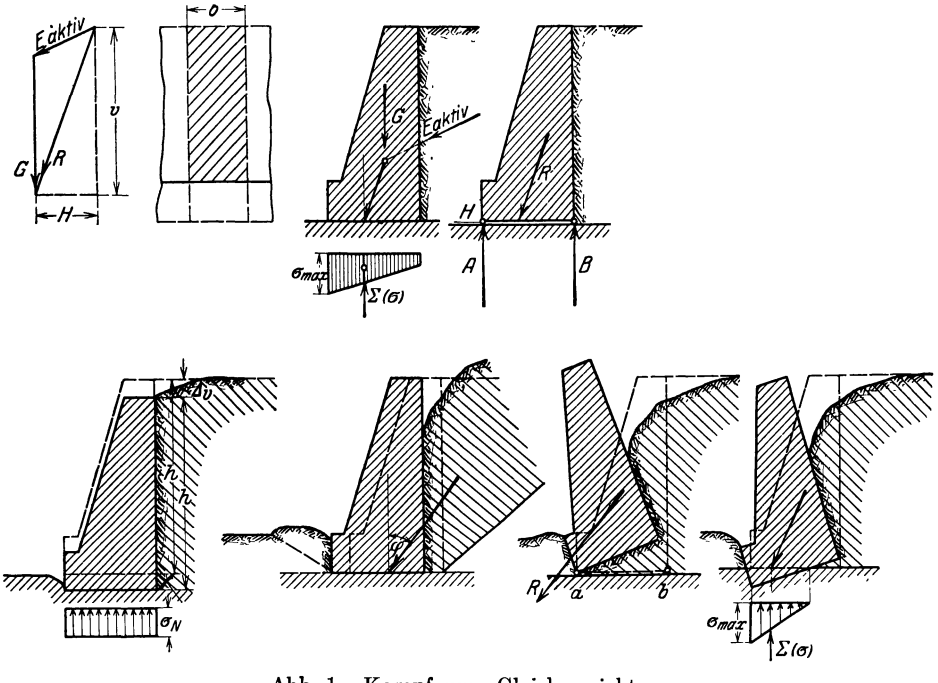


Abb. 1. Kampf ums Gleichgewicht.

sich gegenseitig bedingen. Auch hier möge das Bild des Kampfes zwischen „angreifenden und widerstehenden inneren Kräften“ beibehalten werden. In diesem Kampf dreht es sich um die Zerstörung des Baustoffes — Widerstand leistet seine Festigkeit.

Zur Belebung des Vorstellungsvermögens empfehle ich meinen Schülern stets, die Spannungen in unmittelbarem Zusammenhang mit den elastischen Formänderungen körperlich im Sinne einer Schmerzempfindung fühlen zu lernen.

Jedes Molekül des Bauwerks ist beteiligt. Als Ort für die rechnerische Prüfung der Vorgänge wird praktisch ein ebener Querschnitt, meist senkrecht zur Bauwerksachse gelegen, gewählt. Dieser Schnitt trennt das Bauwerk oder das Bauglied in zwei Teile. Der eine Teil ist gedanklich zu beseitigen. Die in ihm tätigen Kräfte, zusammengefaßt zu den Mittelkräften N (parallel zur Achse) und Q (quer zur Achse), sind nunmehr als die „angreifenden inneren Kräfte“ anzusehen (Abb. 2). Der Vorgang möge als „Querschnittsbelastung“ gekennzeichnet werden.

Ferner können innere angreifende Kräfte durch physikalische Zustandsänderungen, Wärmeänderung oder Volumenänderung beim Versteinerungsvorgang der Bindemittel auftreten.

Die „widerstehenden inneren Kräfte“ sind im Rahmen der gewählten bildhaften Vorstellung die Spannungen, deren gefährlichste Grenzwerte den Maßstab für die Sicherheit bilden.

Schließlich müssen noch die eben erwähnten inneren angreifenden Kräfte aus physikalischen Zustandsänderungen von den widerstehenden äußeren Kräften, der Bodenpressung und dem passiven Erddruck, ausgeglichen werden (Wärmeschub eines Gewölbes usw.).

Die für die Praxis erforderliche kritische Beurteilung dieser Vorgänge wird durch die „statische Berechnung“ gegeben. Dazu ist zu bemerken, daß der normale Aufbau statischer Untersuchungen dem Entstehen des Bauwerks entgegengesetzt ist. Gerechnet wird von oben nach unten, gebaut aber umgekehrt. Das rechnerische Können ist im Gebiet des Massivbaues zwar ein unentbehrliches Rüstzeug, aber nicht der alleinige Träger schöpferischen Gestaltens. „Entwerfen“ kann nur der Ingenieur, der die Gesamtgestalt seines Bauwerks in großem Umriß, geschult durch Erfahrung, Wissen und Vorstellungskraft, ohne kleinliches Kleben an der Wichtigkeit der Bemessung von Einzelteilen, intuitiv erschaut und sicher beurteilt.

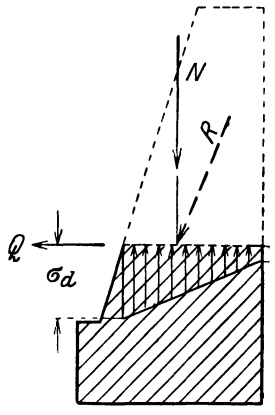


Abb. 2. Querschnittsbelastung.

II. Angreifende Kräfte.

a) Äußere Kräfte.

Eine systematische Gliederung der äußeren Kräfte, die praktische Forderungen befriedigt, ist schwer zu geben. Folgende Einteilungen sind denkbar:

Nach der Art des Angriffes.	
Statische Wirkungen: Eigengewicht, Verkehrs- und Nutzlasten, Schneelast, Erd- und Wasserdruck, u. a. m.	Dynamische Wirkungen: Winddruck, Stöße der Verkehrslasten, Brems- und Anfahrkräfte, Eisgang, u. a. m.
Lotrechte Wirkung: Alle Lasten.	Wagerechte bzw. schräge Wirkung: Winddruck, Erd- und Wasserdruck.
Ruhende Lasten.	Veränderliche oder bewegliche Lasten.

Nach dem Objekt des Angriffes.		
Brückenbauten, einschließl. Stützmauern	Ingenieurhochbauten	Bauwerke besonderer Art (Maste, Schiffe usw.)

Aus praktischen Gründen soll der Einteilung nach dem Objekt der Vorzug gegeben werden.

1. Brückenbauten, einschließlich Stützmauern.

A. Eigenlast (Eigengewicht).

Die Eigenlast nimmt eine Sonderstellung ein. Sie ist gewissermaßen eine innere Kraft, die bei Tragwerken (Gewölben oder Balken) zwar als Last wirkt, in vorwiegend lotrechten Bauteilen (Pfeiler und Mauern) aber stetig von oben nach unten innerlich anwächst. Im praktischen Sinne wird sie gemeinsam mit den äußeren Kräften behandelt. Sie ist auch keine gegebene

Größe, da die Bauwerksformen, d. h. die Abmessungen und Gewichte durch die Entwurfsarbeit erst ermittelt werden sollen. Der Entwerfende ist auf Schätzungs- oder Erfahrungswerte angewiesen. Das Bestreben, Erfahrungswerte in mathematische Formeln zu fassen, hat im Eisenbau z. B. zu befriedigenden Ergebnissen geführt. Das Verhältnis von Eigenlast zur Verkehrslast und die einheitliche Aufbaumethode liefern günstige Grundlagen. Im Massivbau bestehen in diesem Sinne noch keine ausreichenden und bewährten Angaben. Die Voraussetzungen sind zu verschieden. Der beste Weg zur Ermittlung der Eigenlast ist die Aufstellung skizzenhafter Vorentwürfe und überschläglicher Massenermittlungen, die auch in mannigfacher anderer Beziehung klärend und förderlich wirkt und von den Lernenden nicht genug geübt werden kann. Anhaltspunkte für eine Gewichtsschätzung bietet Zusammenstellung 1. Eine kritische Würdigung der aus der Literatur entnommenen Formeln, die sich im wesentlichen auf die Abmessungen gewölbter Bauwerke beziehen, wird dem Leser ein eigenes Urteil ermöglichen. Die Aufzählung der Formeln ist an der Hand der Köglerschen Bearbeitung in Foersters Taschenbuch für Bauingenieure, IV. Aufl. 1921, erfolgt. Der Versuch, in ähnlichem Sinne die massiven Balkenbrücken zu bearbeiten[1]), hat zwar wertvolles Material geliefert, aber zu keinem schlüssigen Ergebnis geführt. Je nach Veranlagung und praktischer Erfahrung des Entwurfsbearbeiters wird von solchen Formeln Gebrauch gemacht werden, die im Falle der tatsächlichen Übereinstimmung der Voraussetzungen von Formel und Entwurfsprogramm sicherlich gute Dienste leisten können.

Zusammenstellung 1. Ermittlung der Eigenlasten.

A. Fahrbahndecken.

Eisenbahnbrücken		Straßenbrücken	kg/m²	Gehwege	kg/m²
Schienen und Schwellen . . .	275 bis 300 kg/m	Granitpflaster, 16 cm, auf 5 cm Sandbett	500	Bohlenbelag, 7,5 cm stark	70
Gleis mit Bettung .	~ 3400 „	Kleinpflaster, 12 cm, auf 4 cm Sandbett	340	Granitplatten, 13 cm, auf 5 cm Sandbett	450
Bettung allgemein .	1600 bis 1800 kg/m³	Hartholzpflaster, 10,5 cm stark . .	150	Monierplatten, 5 cm stark	120
		Stampfasphalt, 5 cm	≦ 120	Kleinpflaster, 6 cm .	160
		Makadam, 25 cm . .	500	Asphaltplatten, 3 cm	70
				Gußasphalt, 3 cm .	70

B. Bauwerke.

Baustoff	Gewicht in kg/m³		
	Kleinstwert	Größtwert	Durchschnitt
Kies- / Sand- } Überschüttung	1900	2100	2000
	1400	1800	1600
Schotter	1800	2000	1900
Füllbeton	1700	2200	—
Bruchsteinmauerwerk	1600	2600	—
Ziegelmauerwerk	1700	1900	1800
Kiesbeton	1800	2400	2200
Eisenbeton	—	—	2400

Formelwerte zur Schätzung des Eigengewichtes.

a) Nach Schwarz (Abb. 3):

$c = 0{,}2 + \frac{1}{21000} \cdot \frac{G}{\sigma} \cdot \frac{l}{f}$; darin ist zu verstehen unter

c = Scheitelstärke in m;

[1]) Wiendieck: Doktordissertation. Hannover 1924.

G = Gewicht einer Gewölbehälfte einschl. Überschüttung und Auflast, auf 1 m Tiefe in kg;

σ = zulässige Beanspruchung in kg/cm².

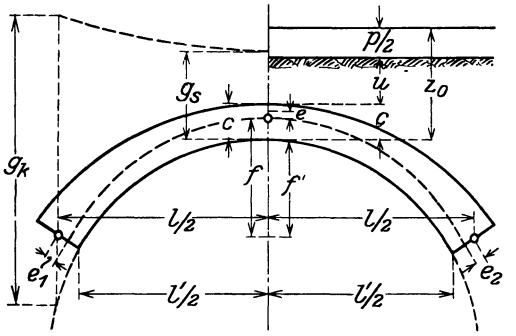


Abb. 3. Eigengewicht gewölbter Brücken.

Nach Heinzerling ist:

$c = 0{,}4 + 0{,}025\,r$ für guten Haustein
$c = 0{,}43 + 0{,}028\,r$ für Ziegelmauerwerk
$c = 0{,}48 + 0{,}031\,r$ für gutes Bruchsteinmauerwerk

} worin r der Scheitelhalbmesser der inneren Leibung in m.

Nach Housselle: $c = 0{,}20 + 0{,}022 \cdot r$ für Stampfbetongewölbe.

Die Werte c dürfen meist um 10 bis 15 % ermäßigt werden.

b) Nach Tolkmitt (Abb. 3):

a) $$c = \frac{0{,}15\,\frac{l^2}{f}\left(u + \frac{p}{2} + \frac{f}{10}\right)}{\sigma_0 - 0{,}15\,\frac{l^2}{f}} \quad \left(\text{für volle Belastung mit } \frac{p}{2}\right) \quad . \; . \; . \; (1)$$

b) $$c \geqq -\left(\frac{u}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right) + \sqrt{\left(\frac{u}{2} + \frac{p}{4} + \frac{f}{20}\right)^2 + 0{,}4\,pf} \quad \left\{\begin{matrix}\text{(für einseitige Be-}\\ \text{lastung mit } p)\end{matrix}\right\}; \; (2)$$

darin bedeutet u = Überschüttungshöhe in m;

p = Verkehrslast,

σ_0 = gleichmäßig verteilte Beanspruchung auf den Gewölbescheitel in cbm/qm. Zur Umrechnung aus kg/qcm bzw. t/m^2 wird das Raumgewicht γ des Gewölbestoffes zugrunde gelegt: $\sigma_0 = \frac{\sigma_{\text{zul}}\,(t/\mathrm{m}^2)}{\gamma\,(t/\mathrm{m}^3)} = \cdots \frac{\text{cbm}}{\text{qm}}$. σ_0 darf höchstens zu $^2/_3$ der größten im Gewölbe zulässigen Beanspruchung angenommen werden.

Der größere der aus den beiden Formeln sich ergebenden Werte ist zu nehmen.

Zur Nachprüfung dienen die Formeln:

$$H = \frac{l^2}{16}\left\{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8\,c \cdot z_0}{l^2}\right) + \sqrt{\left(\frac{z_0}{f} + \frac{1}{8} + \frac{8\,c \cdot z_0}{l^2}\right)^2 + \frac{32\,c \cdot z_0}{l^2}}\right\} \left[H = \text{Bogenkraft in cbm} = \frac{\ldots t}{\gamma\,(t/\mathrm{m}^3)}\right]; \quad (3)$$

$$c = \frac{H}{\sigma_0},$$

ferner gelten

$$c \geqq \frac{0{,}06 \cdot p\,l^2}{H} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

bzw. mit $H = c \cdot \sigma_0$: $c \geqq \frac{l}{10}\sqrt{\frac{6p}{\sigma_0}}$ . . . . . (5)

c) Abweichung der Stützlinie von der Gewölbemitte im Scheitel.

$$e = \frac{5c^2}{16f} \text{ (nach Winkler) (für einseitige Vollbelastung);}$$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{im belasteten Kämpfer:} & e_1 = \cos\varphi_k\left(2e + \frac{1}{8}\frac{p \cdot f}{u + 0{,}14f}\right) \\ \text{im unbelasteten Kämpfer:} & e_2 = \cos\varphi_k\left(2e - \frac{1}{8}\frac{p \cdot f}{u + 0{,}14f}\right) \end{array}\right\} \begin{array}{l}\text{nach}\\ \text{Müller-}\\ \text{Breslau}\end{array} \quad . \quad (6)$$

Die größte Druckspannung in der belasteten Kämpferfuge ist nach Müller-Breslau:

$$\sigma = \frac{\gamma l^2}{20000\,d \cdot f}\left\{(z_0 + 0{,}14f)\left(\frac{1}{\cos\varphi_k} \mp \frac{4\alpha}{\alpha^2 + 1}\right) \mp 0{,}75\,p \cdot \alpha\right\} \quad . \; . \; . \quad (7)$$

Die Längen sind in m einzusetzen; $\alpha = f : d$, wo d die Gewölbestärke im Scheitel darstellt; — für die obere, + für die untere Kante; $z_0 = u + c + \frac{p}{2}$.

Tolkmitt gibt für die vorgenannte Belastung die lotrechte Abweichung

$$\left.\begin{array}{ll} \text{im Abstande } \frac{l}{5} \text{ vom Scheitel zu} & 0{,}01\,\frac{p\,l^2}{H} \\ \text{in der Kämpferlotrechten zu} & 0{,}0125\,\frac{p\,l^2}{H} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (8)$$

worin H = Bogenkraft für Eigengewicht $+ \frac{1}{2}$ Verkehrslast.

d) Nach Ritter

ergeben sich im Scheitel eines eingespannten Gewölbes die folgenden Beanspruchungen (s. Abb. 3):
Aus Eigengewicht + Temperatur:

$$\sigma = \sigma_0 \pm \frac{2c}{f}(\sigma_0 - E \cdot \alpha \cdot t^0), \qquad \sigma_0 = \frac{H}{F}, \qquad H = \frac{5g_s + g_k}{48 \cdot f} \cdot l^2 \quad . \; . \; . \; . \quad (9)$$

Ferner ist das Gewicht einer Bogenhälfte:

$$G = \frac{l}{6}(2g_s + g_k).$$

Aus Verkehrslast in der für den Scheitel ungünstigsten Stellung:

$$H = \frac{p\,l^2}{16{,}8 \cdot f}; \quad M_s = \pm \frac{p\,l^2}{186} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Aus den Formeln (9) und (10) läßt sich, allerdings nur durch Probieren, die Scheitelstärke ausreichend bemessen; σ, σ_0 und E müssen in gleichen Einheiten erscheinen, dgl. p, g_s und g_k; F bezeichnet den Scheitelquerschnitt, H die Bogenkraft, M_s = Biegungsmoment im Scheitel.

e) Nach Kögler gilt für eingespannte Gewölbe:

a) Ständige Lasten.

Die Bogenkraft ist in t für 1 m Tiefe

$$H_E = e \frac{l^2}{f} g_k \cdot \gamma; \quad \text{worin}$$

γ = Raumgewicht des Baustoffes in t/cbm;
e nach Zusammenstellung 2 (a);

$$\varphi = \frac{g_k - g_s}{6\, g_s}.$$

Beanspruchung im Scheitel unter den ständigen Lasten:

$$\sigma_0 = \frac{H_E}{F_s}\left(1 \pm \Delta \cdot \frac{c}{f}\right), \quad \text{worin}$$

F_s = Inhalt des Scheitelquerschnittes;
Δ nach Zusammenstellung 2 (b);
$\left.\begin{array}{l} + \text{ oberer} \\ - \text{ unterer} \end{array}\right\}$ Randpunkt.

Zusammenstellung 2.

a) Werte e.

$\varphi = 0{,}1$	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
$e = 0{,}0839$	0,0669	0,0562	0,0490	0,0401	0,0337	0,0295	0,0267

b) Werte Δ.

Stich = $^1/_4$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^1/_8$	$^1/_{10}$	$^1/_{12}$
$\Delta = 2{,}37$	2,20	2,10	1,99	1,95	1,92

b) Temperaturänderungen um t^0 C (15 bis höchstens 20° C) erzeugen im Scheitel eine Beanspruchung

$$\sigma_t = \pm \Delta \cdot \frac{c}{f} \cdot E \cdot \alpha \cdot t^0; \quad \text{darin ist}$$

E = Elastizitätszahl, α = Wärmedehnungszahl; + = Druck; — = Zug.

c) Bei der Bemessung eines Dreigelenkbogens können die vorstehenden Formeln für die Scheitelstärke c ohne weiteres Verwendung finden. Die Bogenkraft unter voller Verkehrslast p ist $H_p = p\, l^2 : 8 f$. Zur Ermittlung der Gewölbestärke s im gefährlichen Querschnitt bei $l/4$ gibt Tolkmitt folgende Gleichungen:

$$s \geqq 0{,}094 \frac{p l^2}{H} \cos\varphi \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

$$s^2 - \frac{H \cdot s}{\sigma_0 \cdot \cos\varphi} = 0{,}094 \frac{p\, l^2}{\sigma_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Gleichung 1 gilt, wenn die Stützlinie innerhalb des Kernes bleiben soll (Kantenpressung bis zu $2\,\sigma_0$), Gleichung 2, wenn der gefährliche Querschnitt dieselbe Beanspruchung erreichen soll wie der Kämpfer und der Scheitel (σ_0).

(φ ist der Winkel des Krümmungshalbmessers gegen die Lotrechte.)

Im Handbuch der Ing.-Wiss. II, 1, 5. Aufl., S. 158 ist eine Zusammenstellung der Hauptabmessungen gewölbter Brücken verschiedenster Art und Ausführung enthalten, aus der ein kurzer Auszug folgt.

Zusammenstellung 3. Abmessungen gewölbter Brücken.

Nr.	Abmessung des Gewölbes in m: Lichtweite	Pfeilhöhe bzw. Pfeilverhältnis	Stärke in m: Scheitel	Kämpfer bzw. bei Halbkreis in der Bruchfuge	Größte Pressung im Gewölbe in kg/cm²	Nr.	Abmessung des Gewölbes in m: Lichtweite	Pfeilhöhe bzw. Pfeilverhältnis	Stärke in m: Scheitel	Kämpfer bzw. bei Halbkreis in der Bruchfuge	Größte Pressung im Gewölbe in kg/cm²
2	85,65	35,05	2,06	5,64	42,0	41	50,0	15,9	1,5	2,28	30,0
3	85,3	24,4	1,83	3,35	—	42	50,0	5,0	1,1	1,1	40,53
4	85,0	21,8	2,1	3,5	51,0	43	50,0	25,0	1,8	4,5	—
13	65,4	13,02	1,06	1,5	40,0	59	43,1	7,8	1,1	1,25	—
14	65,0	17,9	2,1	3,1	27,5	60	43,0	~ 1 : 4	0,9	1,55	—
15	64,9	16,1	1,7	4,2	—	61	43,0	4,46	0,7	0,8	36,5
16	64,5	26,43	1,35	1,85	35,0	62	43,0	8,60	1,3	2,08	—
17	64,0	16,1	2,0	2,8	35,0	74	39,36	17,0	1,40	2,0	20,0
27	58,1	9,2	1,0	1,3	40,0	75	39,3	9,5	0,95	1,25	35,0
29	57,5	5,23	1,1	1,3	45,0	77	39,0	3,31	0,78	0,72	29,0
30	57,1	9,82	1,1	1,65	30,0	80	38,1	11,88	1,52	2,34	—
31	57,0	14,25	1,8	2,6	34,3	89	33,0	3,3	0,6	0,8	50,9
34	55,0	33,34	1,8	3,02	23,5	90	31,5	6,5	1,1	1,3	23,0
39	50,0	4,55	0,8	0,85	39,8	91	30,4	3,55	0,6	0,9	45,0
40	50,0	5,0	1,0	1,1	38,0	92	30,0	3,1	0,7	0,7	30,0

B. Verkehrslast.

I. Gleisbahnen. Der Übergang von den „Eisenbahnen“ zu den „Straßenbahnen“ verwischt sich mit der Entwicklung der Kleinbahnen und der Elektrisierung der Hauptbahnen einerseits und der Straßen- und Großstadtschnellbahnen andrerseits immer mehr. Der entscheidende Unterschied für die Aufnahme und Übertragung der Verkehrslasten liegt in der Tatsache, ob die Achsdrücke an eine bestimmte Schienenlage gebunden sind oder nicht. Für die Bearbeitung jedes Entwurfes werden die Belastungsangaben vorgeschrieben. Für die Darstellung im Rahmen dieses Buches kann es sich nur um typische Angaben handeln. Jedes Eingehen auf Einzelheiten ist entbehrlich. Belastungswerte, die die Genauigkeit der vollen Tonne, oder in den Abständen den vollen Dezimeter überschreiten, wie z. B. in Abb. 7, S. 10, stellen im Massivbau einen inneren Widerspruch zwischen Voraussetzung und Schlußfolgerung dar.

a) Haupteisenbahnen. Maßgeblich sind die Achsdrücke von zwei in ungünstigster Kuppelung fahrenden Tenderlokomotiven mit einer beliebigen Anzahl einseitig angehängter Güterwagen. Die deutsche Reichsbahnverwaltung hat die einschlägigen Anforderungen in der „Bau- und Betriebsordnung“ (B.O.) 1904, Nachtrag 1907, ergänzt durch die „Vorschriften für Eisenbauwerke“ vom 18. 5. 1925 festgelegt.

Abb. 4 zeigt die schematischen „Lastenzüge“. Für Fahrbahnträger und kleine Brücken, auf denen weniger als 5 Achsen Platz finden, gilt das Lastenschema der Abb. 5.

Hierbei ist offensichtlich auch einer Zukunftsentwicklung Rechnung getragen. In den alten preußischen Vorschriften waren z. B. die Achsdrücke der Lokomotiven von 13 t in den neunziger Jahren des vorigen Jahrhunderts schrittweise auf 20 t im Jahre 1914 angewachsen. Die Folge war eine höchst unwirtschaftliche, z. T. mehrfache Verstärkung ungezählter Eisenbahnbrücken.

An dynamischen Wirkungen sind anzusetzen:

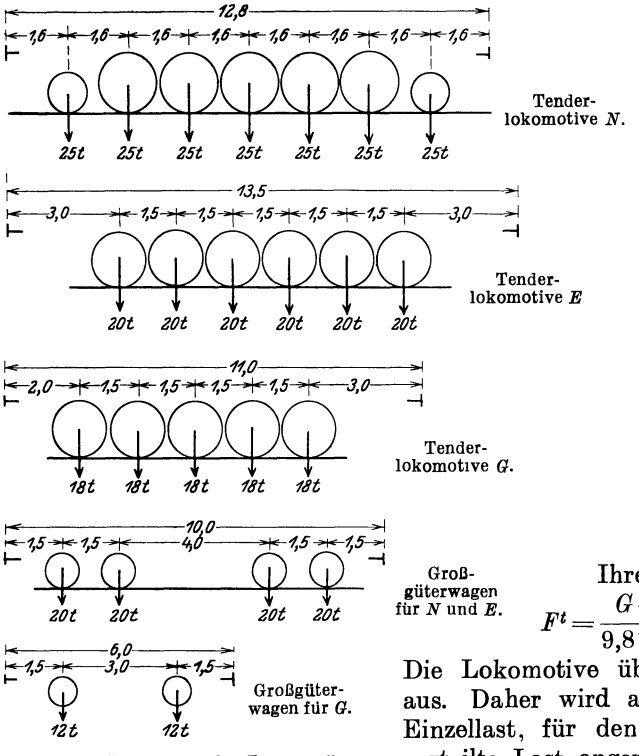


Abb. 4. Schematische Lastenzüge.

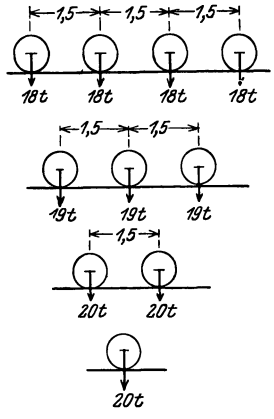


Abb. 5. Lastenschema für kleine Spannweiten.

Fliehkräfte.

Ihre Größe ist theoretisch $F^t = \frac{G \cdot v^2}{9{,}81 \cdot R}$ (Einheiten t, m, sec). Die Lokomotive übt die größte Fliehkraft aus. Daher wird am Kopf des Zuges eine Einzellast, für den Zug selbst gleichmäßig verteilte Last angenommen. Ob die durchschnittliche Betriebsbelastung oder ungünstigste Spitzenbelastung der Rechnung zugrunde zu legen ist, muß von Fall zu Fall entschieden werden. Die Überhöhung des Gleises ruft beim Halten des Zuges eine Mehrbelastung der unteren Schiene hervor.

Seitenstöße.

In geraden und schwachgekrümmten Gleisen üben die Verkehrsmittel infolge der unvermeidlichen Fahrtschwankungen Seitenstöße aus. Ihr Einfluß ist abhängig von dem Verhältnis zwischen Verkehrslast und Gewicht des beanspruchten Baugliedes.

Für Eisenbauten ist folgende Staffelung üblich:

Spannweite	bis 10 m	— Seitenstoß	$= 0{,}20\ G$
„	10 „ 30 m	— „	$= 0{,}15\ G$
„	über 30 m	— „	$= 0{,}10\ G$

Im Massivbau kommt die Berücksichtigung nur bei feingegliederten Eisenbetonbauten in Frage.

Brems- und Anfahrkräfte.

Angenommen wird das Maß der gleitenden Reibung mit der Ziffer 0,2 bis 0,15. Ein Unterschied zwischen unmittelbar gebremsten oder angetriebenen Achsen und den mitlaufenden Achsen wird allgemein nicht gemacht. Eine zu weit getriebene Verfeinerung steht in keinem Verhältnis zum Genauigkeitsgrade der grundlegenden Annahmen.

Winddruck..

Der Winddruck auf die Verkehrsmittel ist mit 150 kg/m² anzusetzen. Die allgemeinen Angaben sind auf S. 13/14 zusammengestellt. Die Angriffsfläche, das sog. „Verkehrsband“, wird als Rechteck mit der Höhe von 2,7 bis 3,5 m über S.O. betrachtet. Diese Windkräfte stellen eine veränderliche Last

dar, sie sind demnach an ungünstigster Stelle in die Rechnung einzuführen. Bei den verhältnismäßig großen Massen der massiven Bauwerke wird die Windbelastung der Verkehrsmittel nur bei schmalen, hohen und feingegliederten Eisenbetonbauten einen nennenswerten Einfluß ausüben.

Lastverteilung.

Die Achsdrücke wirken auf die Schienen als Einzellasten. Da der Querschwellenoberbau jetzt allgemein durchgeführt ist, so erfolgt die weitere Übertragung durch die Schwellen auf die „Bettung", in der eine Ausbreitung der Lastverteilung unter 45° zutreffend sein wird.

Damit ist in der Längsrichtung des Gleises die ungünstigste Wirkung nach Abb. 6a eindeutig festgelegt. Die verteilende Wirkung der Schwelle in der Querrichtung nach Abb. 6b, die sich in der Literatur findet, ist ein

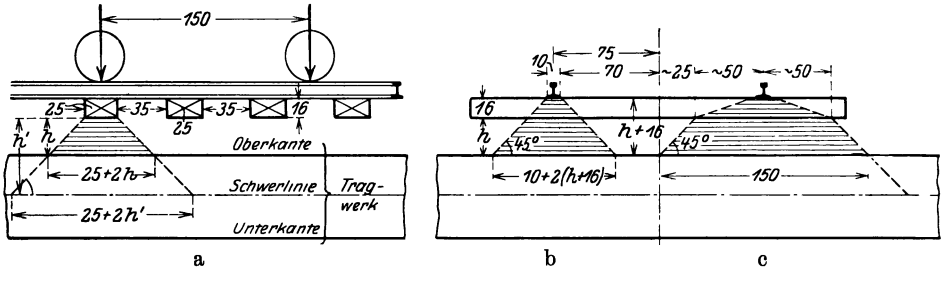


Abb. 6. Lastverteilung.

Grenzwert, dem eine gleichmäßige Verteilung auf die ganze Schwellenlänge als Gegenwert gegenübersteht. Die Annahme schlechtester Gleisunterhaltung darf nicht zur Grundlage statischer Rechnung gemacht werden. Ihr Einfluß gehört in das Gebiet der Ausnahmefälle, für die die Sicherheitsziffer vorgesehen ist. Verfasser hält die in Abb. 6c gekennzeichnete Annahme für angemessen. Sie geht von einer normalen Mindest-Bettungshöhe von 25 cm unter Schwellensohle und symmetrischer Lastausstrahlung aus.

Die unmittelbare Einwirkung einer Achslast kommt nur für Fahrbahnglieder und kleine Brücken in Frage, wobei sinngemäß das Lastenschema der Abb. 5 zu benutzen wäre. Bei größeren Spannweiten sind sog. „Belastungsgleichwerte" leicht von Fall zu Fall zu ermitteln. Die Wirkung in die Tiefe kann bei vorsichtiger Rechnung an der Oberkante des Tragwerkes begrenzt werden. Die Eisenbetonbestimmungen 1925 § 17 schreiben dies vor. Dem Sinn der statischen Voraussetzungen entspricht nach Ansicht des Verfassers eine Fortführung der Verteilung bis zur Systemachse.

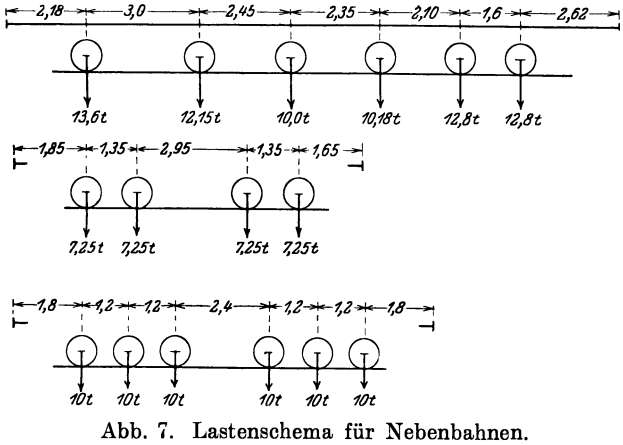


Abb. 7. Lastenschema für Nebenbahnen.

b) Nebeneisenbahnen und Kleinbahnen. Die geringeren Anforderungen des Betriebes haben eine Herabsetzung der Lasten zur Folge und führen letzten Endes zur Verkleinerung der Spurweite

von der Normalspur (1,435 m) zu den Schmalspuren (1,00 bis 0,60 m). Die Art der Betriebsmittel bleibt im allgemeinen unverändert. Wesentlich ist, ob Güterwagen der Hauptbahn unmittelbar oder im Falle der Schmalspur auf sog. Rollböcken in den Verkehr der Neben- und Kleinbahnen übergehen. Einige Beispiele schematischer Lastenzüge gibt Abb. 7.

Die dynamischen Wirkungen und die Lastverteilung sind sinngemäß nach den Angaben unter a) zu bewerten.

c) Straßenbahnen. Die Straßenbahnen befinden sich in einer Periode starker Entwicklung. Ihre Verkehrsmittel nehmen immer mehr den Charakter des Zuges an, in dem Triebwagen und Beiwagen mit verschiedenen Gewichten vorkommen. Eine Art Norm kann wegen der Verschiedenheit der Verhältnisse der Linienführung in Steigung und Krümmung und der Verkehrsansprüche nicht entstehen.

Zusammenstellung 4 bringt einen Auszug aus den ausführlichen Angaben der Arbeit von „Schimpff †, Die städtischen Verkehrsmittel", Handbibliothek, Teil II, Bd. 1, Städtebau, S. 332, 342.

Die Zahlen geben einen Anhalt für die bisher vorkommenden Lasten.

Zusammenstellung 4. Achslasten von Straßenbahnwagen.

Art	Nr.	Gesamtlänge m	Zahl der Plätze	Wagengewicht t leer	Wagengewicht t voll	Achslast t
2 Achsen	1	8,3	44	4,8	7,3	3,7
	2	9,3	46	8,1	10,9	5,5
	3	8,7	36	10,0	12,2	6,1
	4	8,2	35	11,5	13,6	6,8
	5	9,8	42	12,5	15,0	7,5
4 Achsen	1	10,8	45	13,0	15,7	3,9
	2	11,3	48	20,0	22,9	5,7
	3	13,0	60	21,8	25,4	6,4
	4	14,1	74	27,5	31,9	8,0

Abb. 8 veranschaulicht an drei beliebig gewählten Beispielen die Achsabstände.

Das Verhältnis der Gewichte von Triebwagen zu Beiwagen schwankt nach der angeführten Quelle zwischen max 2,2 und min 1,3 und beträgt im Mittel 1,6.

Die dynamischen Wirkungen verlieren an Bedeutung, wenn das Eigengewicht der massiven Brücken in Betracht gezogen wird, weil die tatsächlichen Achslasten gegenüber denen der „Eisenbahnen" gering sind. Die Lastverteilung ist nach Abb. 6b anzunehmen, wenn die Straßenbahnen auf Längsschwellen-Oberbau, wie meist üblich, fahren.

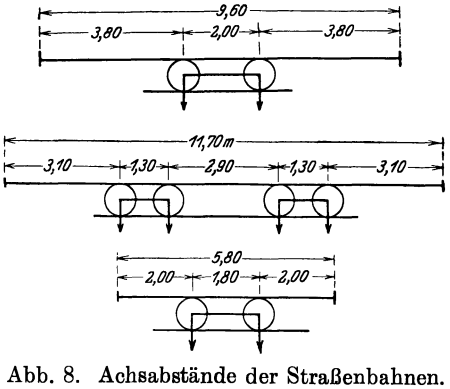


Abb. 8. Achsabstände der Straßenbahnen.

II. Straßenverkehrslasten. Ohne Bindung an eine Gleisbahn verkehren auf einer Straßenbrücke Fahrzeuge und Menschen. Als Belastungsannahmen kommen nur die ungünstigsten Werte, also die größten Lasten in Frage.

Unter den Fahrzeugen sind dies die Lastkraftwagen. Außerdem sind die Dampfwalzen zu berücksichtigen, da sie große konzentrierte Achsdrücke ausüben.

Die Angaben über die Gewichte von Menschenansammlungen sind sehr verschieden. Als Maximum ist durch Versuche von Prof. Johnson, Harvard-Universität, mit sehr schlanken, in einem Kasten zusammengedrängten jungen Leuten das Gewicht von 885 kg/m² ermittelt worden (Journal of the Association of Engineering Societies, Boston 1905). Derartige außergewöhnliche Spitzenwerte bilden aber keine gesunde Grundlage für statische Berechnungen. Der Normenausschuß der deutschen Industrie hat 1925 die folgenden Vorschläge für Verkehrslasten der Straßenbrücken im Blatt DIN 1072 herausgebracht.

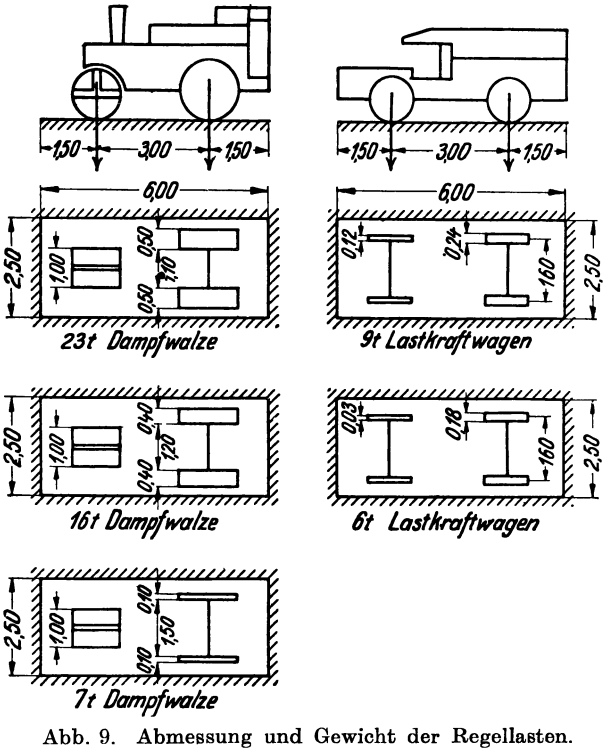


Abb. 9. Abmessung und Gewicht der Regellasten.

1. Brückenklassen. Einteilung in vier Klassen. Maßgebend für die Tragfähigkeit ist die der Festigkeitsberechnung zugrunde gelegte Verkehrslast. Für die Klassen I bis III werden Regellasten angegeben, die an Stelle der wirklichen Lasten treten; Klasse IV umfaßt alle nicht für die Regellasten der Klassen I bis III berechneten Straßenbrücken. Die Brücken der Klasse I sind im allgemeinen für Straßenbahnen ausreichend.

2. Regellasten. Als Regellasten gelten die in Abb. 9 dargestellten Fahrzeuge (Einzellasten) und Menschengedränge verschiedener Dichte, das auch an die Stelle aller übrigen Belastung, wie Viehherden, lasttragende Personen und kleinere Fuhrwerke, tritt.

Zusammenstellung 5 gibt die Regellasten für die einzelnen Brückenklassen an.

Zusammenstellung 5. Regellastenverteilung.

Brückenklassen				I	II	III	IV
Dampfwalze (t)	Gesamtgewicht			23	16	7	ohne Regellasten
	Vorderrad			10	7	5	
	Hinterrad			6,5	4,5	1	
Lastkraftwagen (t)	Gesamtgewicht			9	6	6	
	Vorderrad			1,5	0,75	0,75	
	Hinterrad			3	2,25	2,25	
Menschengedränge (t/m²)	Berechnung	der Hauptträger bis zu einer Spannweite von	50 m	0,50	0,45	0,40	
			100 m	0,45	0,40	0,35	
			200 m	0,40	0,35	0,30	
		aller übrigen Teile		0,50	0,45	0,40	
Ersatzauflast für die Berechnung des Erddrucks auf die Widerlager (t/m²)				1,6	1,1	0,5	

3. Stellung der Regellasten. Der der Rechnung zugrunde zu legende Lastenzug besteht aus nebeneinanderstehenden Einzellasten, umgeben von Menschengedränge. Gemäß Abb. 10 ist das von den Fahrzeugen beanspruchte Feld von 6,0 × 2,5 m von Menschengedränge freizulassen.

Je nach der Spurenzahl der Brücken sind zu Seiten der Dampfwalze ein oder zwei Lastkraftwagen aufzustellen; mehr als drei Fahrzeuge brauchen nicht berücksichtigt zu werden. Die Längsachse der Fahrbahn ist stets die Mittellinie der Fahrzeuggruppe. Die Fahrzeuge sind vorwärts- oder rückwärtsfahrend in ungünstigster Stellung anzunehmen. Bei der Berechnung der Längsträger und der Zwischenquerträger genügt die Annahme der größten Einzellasten in ungünstigster Stellung (ohne Menschengedränge); Quer- und Schräglagen gelten als ausgeschlossen.

Als Ersatzlast gilt der Anteil einer Einzellast, der bei gleichmäßiger Verteilung des Gesamtgewichts derselben über die von ihr beanspruchte Fläche auf die Flächeneinheit entfällt. Bei Brücken von mehr als 30 m Spannweite kann im allgemeinen für die Berechnung der Hauptträger an Stelle der Fahrzeuggruppe deren Ersatzlast angenommen werden, jedoch ist dann bei Brücken von weniger als 50 m Spannweite regelmäßig für die gefährdetsten Teile der Nachweis zu führen, daß die zulässigen Spannungen auch bei Annahme der Fahrzeuggruppe nicht überschritten werden. Für die Berechnung der Widerlager ist stets die Ersatzlast des schwersten Fahrzeugs anzunehmen. Die Ersatzlasten können auf volle 100 kg/m² gerundet werden.

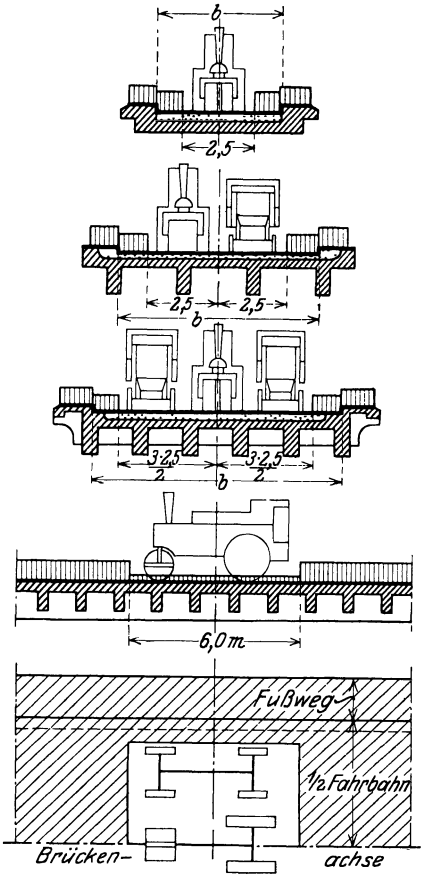


Abb. 10. Stellung der Regellasten.

4. Winddruck (siehe unter I a).

5. Brems- und Anfahrkräfte von Straßenbahnen. Die in der Fahrrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Bremskraft ist zu $^1/_7$ der den Überbau belastenden Triebachsen und der Hälfte aller Wagenachsen anzunehmen.

Der entgegengesetzt der Fahrrichtung in Höhe der Schienenoberkante wirkende Anfahrwiderstand ist mit $^1/_7$ des Gewichtes aller Triebachsen anzusetzen.

6. Geländerdruck. Der Geländerdruck ist wagerecht in Holmhöhe mit 80 kg/m in Rechnung zu stellen.

7. Schneelast. Belastung durch Schnee braucht in der Regel nicht berücksichtigt zu werden.

C. Winddruck.

Die theoretische Beziehung zwischen der Windgeschwindigkeit und dem Winddruck auf eine dünne Platte lautet: $w_0 = \frac{\gamma \cdot F \cdot v^2}{g} \simeq \frac{v^2}{8}$ kg/m². Mit den Annahmen der bekannten Beaufortskala ergibt sich folgende Übersicht.

Zusammenstellung 6. Winddruck.

Stärkegrad	Bezeichnung	Geschwindigkeit m/sek	Winddruck kg/m²
3	Flau	6	4,5
5	Frisch	12	18
7	Steif	18	40,5
9	Sturm	25	78
12	Orkan	40	200

Unmittelbare Messungen haben bei Windstößen noch höhere Werte ergeben.

Beim Auftreffen eines Luftstromes auf eine dünne Platte bildet sich auf der Luvseite eine Verdichtung, auf der Leeseite eine Verdünnung; der statische Luftdruck ist der Unterschied zwischen beiden Drücken. (Berichte der Göttinger Versuchsanstalt in der Zeitschrift für Motorluftschiffahrt und Flugtechnik 1910—1913.)

Die Übertragung dieser Werte auf die Belastungsannahmen statischer Berechnungen von Bauwerken ist nicht allgemein zutreffend. Nach Grüning, „Versuche über Winddruck", Bauingenieur 1920, S. 39, ist die Annahme eines statischen Luftdruckes von $w_0 = 0{,}67 \frac{v^2}{8}$ als sicher anzusehen, also bei $v = 40$ m/sek $w_0 = 133$ kg/m². Windstöße von höherer Geschwindigkeit sind von kurzer Dauer. Bei der großen Masse der Bauwerke können sie nicht als statischer Druck wirken.

Über den Einfluß der Luftverdünnung auf der Leeseite ist die Grüningsche Ansicht bei der Behandlung des Winddruckes auf Ingenieurhochbauten auf S. 30 mitgeteilt.

Die für Eisenbrücken gültige Vorschrift:

1. Winddruck auf belastete Brücke . . . 150 kg/m²,
2. „ „ unbelastete „ . . . 250 „

kann allgemein für massive Brücken nur im Fall 1 angewendet werden. Fall 2 ist auf solche Bauwerke zu beschränken, bei denen das Verhältnis zwischen Eigengewicht, Verkehrslast und Windlast auf Verkehrsband sich dem bei Eisenbauten vorliegenden Kräfteverhältnis annähert. Eine erschöpfende Darstellung des ganzen Gebietes enthält das Referat Busch „Die Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage", das im Bauingenieur 1924, S. 417, 445 veröffentlicht ist.

D. Wasser- und Erddruck.

I. Allgemeine Annahmen. Die angreifenden Kräfte von Wasser- und Erdmassen auf begrenzende Bauwerkskörper werden aus pädagogischen Gründen gemeinsam behandelt. Für den Praktiker ist es schwierig, die „Erddrucktheorien" zu verfolgen und kritisch zu würdigen. Er empfindet auch instinktiv die starken Dissonanzen zwischen Annahmen und Wirklichkeit und hält sich an erprobte Regeln, von denen die Rebhannschen graphischen Methoden vorherrschen. Diese sind aber infolge ihrer umständlichen geometrischen Ableitungen sehr „undurchsichtig" und wirken wie ein Rezept, dessen zuverlässige Wirkung geglaubt, aber nicht anschaulich verstanden wird. Hier ist der Versuch gemacht, die für die praktische Entwurfsarbeit erforderlichen Unterlagen systematisch im Sinne eines Ausgleiches von zu viel und zu wenig Theorie zu gliedern.

Die Teilchen einer Flüssigkeit widerstreben einer gegenseitigen Verschiebung nur in äußerst geringem Maße. Die Widerstände wachsen mit der

„Zähigkeit". Äther und Weingeist haben einen geringeren, Öl und Teer einen größeren Zähigkeitsgrad als Wasser.

Die Erdarten sind in trockenem, pulverig körnigem Zustand annähernd kohäsionslos. Ihre Teilchen haben aber bei Bewegung größere Reibungskräfte zu überwinden. Daher bilden sich an lose geschütteten, nicht fest begrenzten Erdmassen Gleitflächen, die „natürlichen Böschungsflächen", deren Neigungswinkel gegen die Wagerechte (Böschungswinkel φ) den üblichen Maßstab für die Größe der Reibungskräfte bietet.

Das überall in der Natur auftretende Wasser in seinen mannigfachen Erscheinungsformen vom Regen bis zum Grundwasser „durchfeuchtet" die Erdmassen, die mit der Steigerung des Wassergehaltes immer mehr den Charakter der Flüssigkeit annehmen können. Vom Wasser über den Schlamm, durchfeuchtetes und trockenes Erdreich, das schließlich durch stoffliche Bindemittel eine große Kohäsion erhalten kann, führt eine ununterbrochene Kette zum festen Körper, etwa einer lehmigen Kiesbank, die in unverwittertem Zustand den Böschungswinkel 90^0 erreicht. Eine ähnliche Reihe bietet die Vorstellung des allmählichen Gefrierens einer ausreichend durchfeuchteten Erdmasse.

Hierbei zeigt sich die interessante Erscheinung, daß bis zu einem gewissen Grade der Feuchtigkeit die Kohäsion anwächst, um darauf schnell wieder abzunehmen. Trockner Sand lagert sich leichter dicht als mäßig feuchter Sand, weil die Reibungskräfte wachsen und der feuchte Sand „bindig" wird (s. Zusammenstellung 12 der Raumgewichte S. 27). Dem entsprechen die Böschungswinkel, die von Engels mit

$\varphi = 31^0$ für trockenen Sandboden
$\varphi = 40^0$ „ feuchten „
$\varphi = 29^0$ „ vollgesättigten „

angegeben werden[1]).

Die theoretischen Rechnungsmethoden und Forschungsarbeiten, die mit Coulomb (1773) beginnend in zahlreichen Veröffentlichungen niedergelegt sind (s. Nachweis S. 23ff.), können für die Praxis nicht in dem erwünschten Maße fruchtbar gemacht werden. Die Grundlage, die physikalische Beschaffenheit des Bodens, läßt sich kaum mit der Schärfe festlegen, die der Empfindlichkeit mathematischer Formeln entspricht. Der Ingenieur ist zur Schätzung ungünstigster Möglichkeiten gezwungen, um eine praktisch ausreichende Sicherheit zu erzielen. Daher werden für einfache Formen der Angriffsflächen die altbewährten Annahmen und Rechnungswerte und bei gebrochenen oder gekrümmten Flächen die zeichnerischen Ermittlungsverfahren von Rebhann im allgemeinen die praktische Entwurfsarbeit beherrschen.

Die Einzelheiten der Theorie und ihrer Anwendung werden grundsätzlich als bekannt vorausgesetzt. Eine übersichtliche Darstellung in kurzer Form ist weiter unten S. 19ff. gegeben. In Abb. 11 und Zusammenstellung 7 ist der Versuch gemacht, eine anschauliche Darstellung der Wirkungen von Wasser- und Erddrücken zu geben. Sie beginnt mit der reinen lotrechten Lastwirkung (Gewicht) und verfolgt die Einflüsse bei allmählicher Aufrichtung der Angriffsfläche bis zur lotrechten Stellung und dann dem Herabneigen bis zur Wagerechten, wo sie logisch mit dem „Auftrieb" des Wassers endet.

Da es sich hier um „angreifende" Kräfte handelt, so ist nur der sog. „aktive" Erddruck berücksichtigt. Zusammenstellung 8 enthält vergleichende Zahlenwerte und praktische Grenzfälle.

---

[1]) Foersters Taschenbuch, Abschnitt Wasserbau; 4. Aufl. 1921, S. 1138.

Nachdem auf Grund sorgfältiger Beurteilung der physikalischen Beschaffenheit des Erdreiches der Böschungswinkel festgelegt ist, muß die Entscheidung getroffen werden, ob und wie weit die Reibung der Erde an der Wand be-

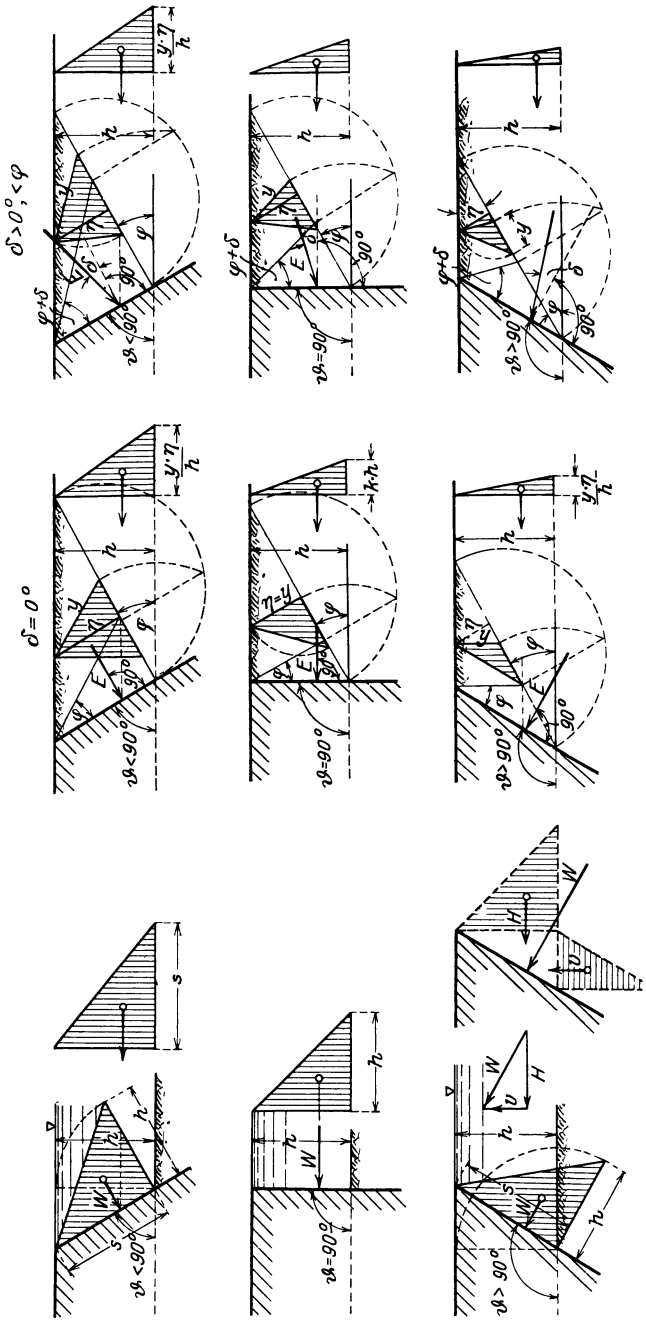


Abb. 11. Wasser- und Erddruck.

rücksichtigt werden soll. Im Zustand der Ruhe fehlen die Reibungskräfte. Beim Eintritt der Bewegung üben die an der Wand herabrutschenden Erdmassen infolge ihrer Reibung an ihr nach unten gerichtete Kräfte T aus, die nach Abb. 12

Zusammenstellung 7. Wasser- und Erddruck.

		Wasserdruck	Erddruck	
Natürl. Böschung		$\varphi = 0^0$	je nach Art und Feuchtigkeitsgehalt des Erdreichs φ zwischen 0^0 und 90^0	
Reibungswinkel δ		$\delta = 0^0$	$\delta = 0^0$	$\delta = 0^0$ bis $\leqq \varphi^0$
Neigungswinkel ϑ der Wand gegen die Wagerechte	0^0	$W = \gamma_w \cdot a \cdot h =$ Gewicht G_w der auflagernden Wassersäule	$E = \gamma_e \cdot a \cdot h =$ Gewicht der aufliegenden Erdschicht	Nach Rebhann: Unbestimmt
	0^0 bis 90^0	$W = \gamma_w \cdot \frac{h \cdot s}{2} = \gamma_w \frac{h^2}{2} \frac{1}{\sin \vartheta}$ oder $W = \gamma_w \cdot \sqrt{\left(\frac{h^2}{2} \cdot \operatorname{ctg} \vartheta\right)^2 + \left(\frac{h^2}{2}\right)^2}$ $= \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \vartheta + 1} = \frac{\gamma_w h^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin \vartheta}$	$E = G_e \mathbin{\hat{+}} E_{\text{wagerecht (angenähert)}}$ $= \frac{\gamma_e h^2}{2} \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \vartheta + [\operatorname{tg}^2 (45^0 - \varphi/2)]^2}$ oder zeichnerisch nach Rebhann: $E = \frac{\gamma_e \cdot h^2}{2} \cdot k'$ worin $k' = \frac{y \cdot \eta}{h^2} < 1$.	$E = (G + E_{\text{lotrecht}}) \mathbin{\hat{+}} E_{\text{wagerecht}}$ $= \frac{\gamma_e h^2}{2} \sqrt{[\operatorname{ctg} \vartheta + \operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi/2) \cdot \operatorname{ctg}(\vartheta - \delta)]^2 + [\operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi/2)]^2}$ oder zeichnerisch nach Rebhann
	90^0	$W = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2}$	$E = \frac{\gamma_e h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi/2) = \frac{\gamma_e \cdot h^2}{2} \cdot k$ $\varphi = 0^0$ | 15^0 | 30^0 | 45^0 | 60^0 | 90^0 $k = 1{,}0$ | 0,588 | 0,333 | 0,171 | 0,072 | 0	$E = \frac{\gamma_e \cdot h^2}{2} \cdot \operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi/2) = \frac{\gamma_e}{\gamma w} \cdot \frac{W \cdot k}{\cos \delta}$ oder zeichnerisch nach Rebhann
	90^0 bis 180^0	$W = \gamma_w \cdot \frac{h \cdot s}{2} = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin(180^0 - \delta)}$ $= \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2} \cdot \frac{1}{\sin \delta}$	$E_{\text{Rebhann}} = \gamma_e \cdot F_{\text{(Erddruckdreieck)}} < \gamma_e \cdot \frac{h^2}{2}$	Für $\vartheta \geqq 180^0 - \varphi$: $E_{\text{Rebhann}} = 0$
	180^0	$W = \gamma_w \cdot a \cdot h = -G_w =$ Auftrieb	$E = 0$	

Zusammenstellung 8. Angaben über aktiven Erddruck.

Erdart		Raumgewicht γ_e (t/m³)	Natürl. Böschungswinkel φ	$\operatorname{tg}\varphi = 1 : x$	$\operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi/2)$
Dammerde	trocken	1,4	35⁰ bis 40⁰	1 : 1,43 bis 1 : 1,19	0,271 bis 0,217
	natürlich feucht	1,6	45⁰	1 : 1	0,172
	gesättigt naß	1,8	27⁰	1 : 1,96	0,376
Sand	trocken	i. M. 1,6	30⁰ bis 35⁰	1 : 1,73 bis 1 : 1,43	0,333 bis 0,271
	natürlich feucht	1,8	40⁰	1 : 1,19	0,217
	gesättigt naß	2,0	25⁰	1 : 2,14	0,406
Lehmboden	trocken	1,5	40⁰ bis 45⁰	1 : 1,19 bis 1 : 1	0,217 bis 0,172
	naß	1,9	20⁰ bis 25⁰	1 : 2,74 bis 1 : 2,14	0,490 bis 0,406
Tonerde	trocken	1,6	40⁰ bis 50⁰	1 : 1,19 bis 1 : 0,84	0,217 bis 0,132
	naß	2,0	20⁰ bis 25⁰	1 : 2,74 bis 1 : 2,14	0,490 bis 0,406
Kies	trocken	i. M. 1,82	35⁰ bis 40⁰	1 : 1,43 bis 1 : 1,19	0,271 bis 0,217
	naß	i. M. 1,86	25⁰	1 : 2,14	0,406
Geröll	eckig	1,8	45⁰	1 : 1	0,172
	rundlich	1,8	30⁰	1 : 1,73	0,333
Wasser		1,0	0⁰	0	1

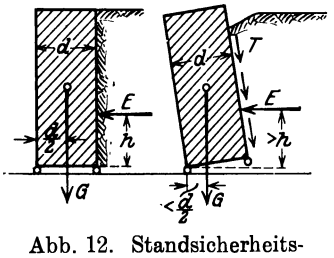


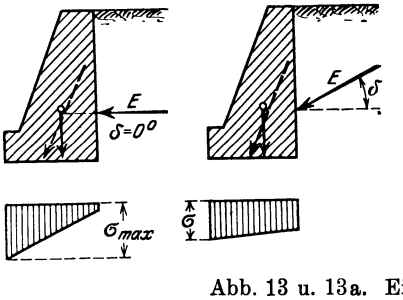
Abb. 12. Standsicherheitsmoment.

das Standsicherheitsmoment: $M = G \cdot \frac{d}{2}$ vergrößern. Es wird $M' = G \cdot \frac{d}{2} + T \cdot d$. Wichtiger als diese ganz rohe Überschlagsrechnung ist die Tatsache, daß die Bodenpressung an der Vorderkante stark von der Richtung des Erddruckes beeinflußt wird (Abb. 13 u. 13a). Die Wahl des Reibungswinkels δ fällt mehr ins Gewicht als die des Böschungswinkels φ, die innerhalb engerer Grenzen schwankt. In Zusammenstellung 9 sind einige Vergleichswerte gegeben, die für eine Mauer mit senkrechter Rückenfläche ermittelt sind. Bei geneigter Hinterwand ist der Einfluß von δ größer.

Zusammenstellung 9.

Vergleich der Bodenpressungen.

φ	δ	E (t)	σ_{max} (kg/cm²)
25⁰	0⁰	11,7	4,32
	15⁰	10,1	3,35
	25⁰	9,3	2,75
30⁰	0⁰	9,6	3,68
	15⁰	8,4	2,91
	25⁰	7,7	2,41
35⁰	0⁰	7,8	3,15
	15⁰	6,9	2,54
	25⁰	6,4	2,14



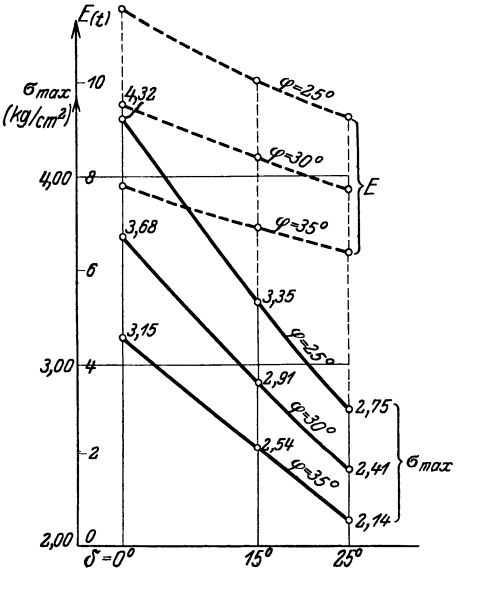


Abb. 13 u. 13a. Einfluß des Reibungswinkels.

Für die Wahl des Reibungswinkels δ sind die Angaben von Stumpf in der „Hütte“, 24. Auflage, 1924, Bd. 3 S. 164 empfehlenswert: „Nach den bisherigen Erfahrungen tritt die Voraussetzung einer völlig glatten Wand nicht ein. Trotzdem wird bei asphaltierten und glatten Wänden und bei ungenügender Entwässerung der Hinterfüllung $\delta = 0^0$ zu setzen sein. Gewöhnlich wird $\delta = \varphi$ angenommen. Die Erddruckversuche von Müller-Breslau haben aber gezeigt, daß es zweckmäßiger erscheint, selbst bei rauhen Wänden und sorgfältiger Entwässerung $\delta = {}^3/_4\ \varphi$ zu setzen. Bei Versuchen mit schweren Einzellasten fiel δ sogar bis ${}^1/_2\ \varphi$.“

Ein klares Erkennen aller Möglichkeiten und ein zielbewußter Ausgleich zwischen dem Streben nach ausreichender Sicherheit und den Anforderungen einer soliden Wirtschaftlichkeit der Bauausführung sind hier die wichtigsten Aufgaben des Ingenieurs. Dagegen treten die Einzelheiten der Durchführung der statischen Untersuchung, seien sie nun rechnerischer oder zeichnerischer Art, zurück.

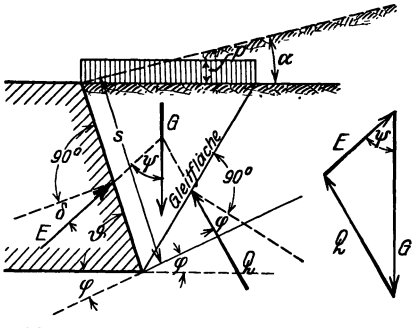


Abb. 14. Coulombsche Annahmen.

II. Rechnerische Ermittelung des Erddruckes. Voraussetzung ist das Gleichgewicht der Kräfte nach den Coulombschen Annahmen, das in Abb. 14 veranschaulicht ist.

Daraus folgen die rechnerisch ermittelten Erddruckgrößen, die in Zusammenstellung 10 übersichtlich eingetragen sind. Als veränderlich sind angenommen (Abb. 14):

Winkel α = Neigung der geradlinigen Geländefläche,
Winkel ϑ = Neigung der Wand,
Winkel δ = Reibungswinkel zwischen Erde und Wand.

Die Formelwerte, die für $\delta = \varphi$ gegeben sind, stellen nach den obigen Ausführungen also äußerste, praktisch nicht anzuwendende Grenzwerte dar.

III. Zeichnerische Ermittelung des Erddruckes. Die sog. Culmannsche E-Linie (Abb. 15) entsteht wie folgt: Das Krafteck (Abb. 14) wird so aufgetragen, daß das Gewicht G vom Fußpunkt a aus auf der Böschungslinie abgesetzt wird. Das Krafteck wird für verschiedene Annahmen der Gleitfläche gezeichnet. Der geometrische Ort der Endpunkte der Kraft E ist die E-Linie, die E_{max} und damit die zugehörige gefährlichste Gleitlinie erkennen läßt.

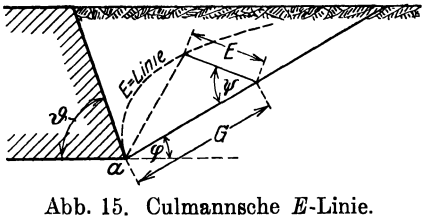


Abb. 15. Culmannsche E-Linie.

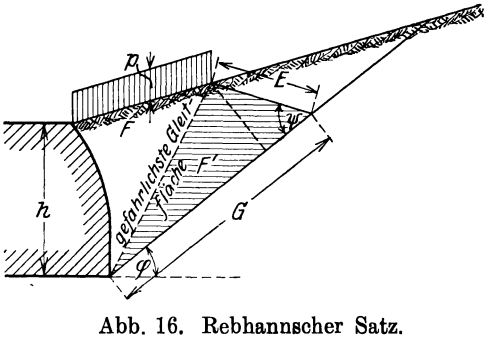


Abb. 16. Rebhannscher Satz.

Das Rebhannsche Verfahren beruht auf dem Satz:

$$F\gamma_e' = F'\gamma_e \text{ (siehe Abb. 16).}$$

In γ_e' ist die Auflast berücksichtigt. $\gamma_e' = \gamma_e + \frac{2p}{h}$.

Zusammenstellung 10. Rechnerische

δ	$\psi = 90^0 - \delta$	Senkrechte Wand ($\vartheta = 90^0$)	
		$\alpha > 0^0$	$\alpha = 0^0$
0	90^0	$E = E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}}\right]^2}$	$E = E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{[1 + \sin \varphi]^2}$ $= {}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \mathrm{tg}^2(45^0 - \varphi/2)$
> 0 $< \varphi$	$< 90^0$ $> 90^0 - \varphi$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \delta \cdot \cos \alpha}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin \psi} = \dfrac{E_w}{\cos \delta}$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin \varphi}{\cos \delta}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin \psi} = \dfrac{E_w}{\cos \delta}$
φ	$90^0 - \varphi$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin 2\varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \varphi \cdot \cos \alpha}}\right]^2}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{2 \cdot \sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin \psi} = \dfrac{E_w}{\cos \varphi}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{2 \cdot \sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha}}\right]^2}$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin 2\varphi \cdot \sin \varphi}{\cos \varphi \cdot 1}}\right]^2}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos^2 \varphi}{[1 + \sin \varphi \cdot \sqrt{2}]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin \psi} = \dfrac{E_w}{\cos \varphi}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \cos \varphi}{[1 + \sin \varphi \cdot \sqrt{2}]^2}$

Die Einzelheiten der Konstruktion des sog. Erddruckdreieckes sind in jedem Taschenbuch angegeben.

Nach Abb. 17 hat folgendes zu geschehen:

Antragen der sog. „Stellungslinie" von b aus unter Winkel $(\varphi + \delta)$ liefert den Schnittpunkt c auf der Böschungslinie und die Strecke $\overline{ac} = u$. Gesucht wird die Strecke x als mittlere Proportionale zwischen u und v, d. h. der Länge $\overline{ag}$ der Böschungslinie bis Gelände (Halbkreiskonstruktion). Damit ist als Endpunkt von x der Punkt d gefunden. Die Parallele zur Stellungslinie bis Gelände (Pkt. e) hat die Größe y. Das Lot von e auf die Böschungslinie hat die Größe η. Der Erddruck ist:

$$E = \tfrac{1}{2} \gamma_e \cdot \eta \cdot y.$$

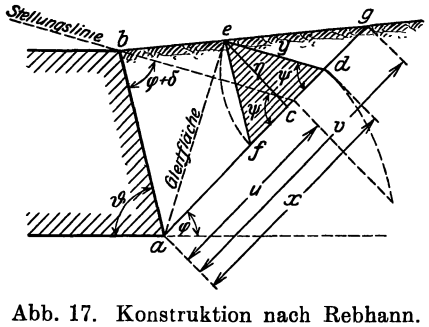


Abb. 17. Konstruktion nach Rebhann.

Um die Größe als Erdlast flächenmäßig anschaulich zu machen, wird y in die Böschungslinie gedreht (Pkt. f). Der Inhalt des in Abb. 17 schraffierten Dreieckes edf, multipliziert mit γ_e, ist dann der gesuchte Erddruck.

Bei der Anwendung des Rebhannschen Verfahrens können folgende Schwierigkeiten auftreten.

1. Die Stellungslinie fällt in die Geländelinie (Abb. 18). Da $u = v = x$ ist, wird der Schnittpunkt e zeichnerisch unbestimmbar. Er muß die Strecke $\overline{bg}$ halbieren. Damit ist das Erddruckdreieck gegeben.

Bestimmung des Erddrucks.

Geneigte Wand ($\vartheta \gtrless 90^0$)	
$\alpha > 0^0$	$\alpha = 0^0$
$E = E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\vartheta + \alpha)}}\right]^2}$	$E = E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \dfrac{\sin\varphi}{\sqrt{\sin\vartheta}}\right]^2}$
$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos\delta \cdot \sin(\vartheta + \alpha)}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin\psi} = \dfrac{E_w}{\cos\delta}$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin\varphi}{\cos\delta \cdot \sin\vartheta}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin\psi} = \dfrac{E_w}{\cos\delta}$
$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin 2\varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos\varphi \cdot \sin(\vartheta + \alpha)}}\right]^2}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{2\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\vartheta + \alpha)}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin\psi} = \dfrac{E_w}{\cos\varphi}$	$E_w = \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin 2\varphi \cdot \sin\varphi}{\cos\varphi \cdot \sin\vartheta)}}\right]^2}$ $= \dfrac{{}^1/_2 \cdot \gamma_e \cdot s^2 \cdot \sin^2(\vartheta + \varphi)}{\left[1 + \sin\varphi \sqrt{\dfrac{2}{\sin\vartheta}}\right]^2}$ $E = \dfrac{E_w}{\sin\psi} = \dfrac{E_w}{\cos\varphi}$

2. *Geländelinie und Böschungslinie sind parallel* (Abb. 19). v wird unendlich groß; daher versagt die zeichnerische Methode. Da die Richtung

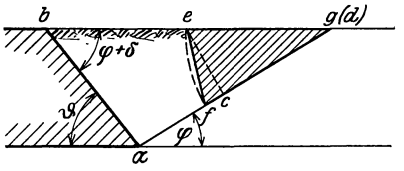


Abb. 18. Sonderfall I.

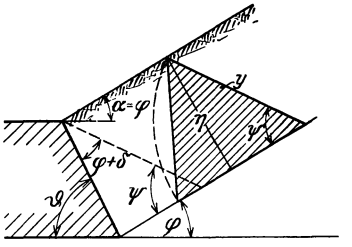


Abb. 19. Sonderfall II.

von y bestimmt ist, kann das Erddruckdreieck an beliebiger Stelle gezeichnet werden.

3. *Die Geländelinie ist gebrochen* (Abb. 20). Die übliche Lösung ist das Aufsuchen einer „ideellen" Wandfläche $\overline{ab'}$ nach dem Grundsatz, daß die Querschnittsfläche $abi = ab'i$ wird. Die über der Mauerkrone liegenden Erdmassen sind als Auflast zu betrachten. Die Wirkung des Erddruckes erfolgt auf die ursprüngliche Wand.

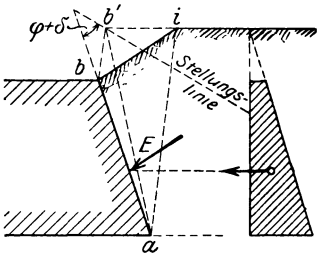
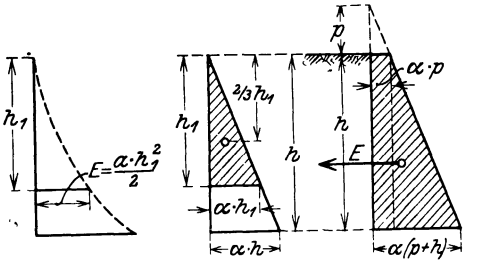


Abb. 20. Gebrochene Geländelinie.

Angriffspunkt des Erddruckes.

Werden die Erddrücke für die einzelnen Höhen h_1 als Kräfte horizontal aufgetragen, so liegen die Endpunkte auf der Parabel $E = \frac{\alpha \cdot h_1^2}{2}$ (Abb. 21a).

Die Verteilung des Erddrucks auf die Höhe h_1 in der üblichen Form des Gewichtes eines Erdkörpers ergibt als Grundlinie die Strecke αh_1. Damit wird der Inhalt des Körpers $\alpha h_1 \cdot \frac{h_1}{2}$, die Begrenzung ist also geradlinig (Abb. 21b). Der Schwerpunkt dieses Erdprismas bestimmt die Lage des Angriffspunktes des Erddruckes.



a b c

Abb. 21a—c. Darstellung des Erddrucks.

Ist Auflast (Nutzlast umgerechnet in Erdschicht von der Höhe p) vorhanden, so hat das Erdprisma die Höhe $h + p$. Der wirksame Erddruck ist durch den trapezförmigen Querschnitt des Körpers von der Höhe h bestimmt. Sein Schwerpunkt bestimmt die Lage des Angriffspunktes des Erddruckes (Abb. 21c).

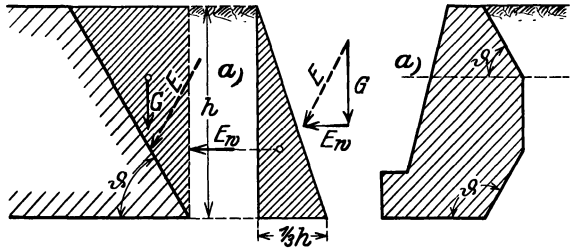


Abb. 22. Annäherungsrechnung.

IV. Annäherungsrechnung. Beim Entwerfen, das eine häufige Änderung der Form der Wandfläche bedingt, ist die fortwährende Wiederholung der Rebhannschen Konstruktion sehr lästig. Für die Vorarbeiten genügt die Annahme des Erddruckes auf eine senkrechte Wand und die Zusammensetzung mit dem Gewicht des auflastenden Erdreiches nach Abb. 22.

Die Abweichungen von den theoretischen Werten sind in Zusammenstellung 11 für das Beispiel einer 1 m hohen Wand eingetragen. Sie sind relativ gering und mit einer unwesentlichen Ausnahme positiv.

Zusammenstellung 11.

Ermittelung des Erddrucks für $h = 1$ m, $\gamma_e = 1{,}6$ t/m³, $\varphi = 30^0$, $\delta = 0^0$.

$$E_n = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^0 - \varphi/2) = 0{,}267 \text{ t}.$$

Angenähert: $E = \sqrt{G^2 + E_n^2}$				Zeichnerisch nach Rebhann E_R (t)	$\Delta E = E - E_R$ (t)
$\sphericalangle \vartheta$	$\operatorname{ctg} \vartheta$	$G = \frac{1{,}6}{2} \cdot 1 \cdot \operatorname{ctg} \vartheta$ (t)	E (t)		
30°	1,732	1,386	1,408	1,192	+ 0,216
45°	1,000	0,800	0,844	0,752	+ 0,092
60°	0,577	0,462	0,532	0,488	+ 0,044
75°	0,268	0,214	0,342	0,354	— 0,012
90°	0	0	0,267	0,267	0

Die Anwendung dieser Erleichterung ist also im Hinblick auf die Rohheit und Unsicherheit der grundlegenden Annahmen fast in allen Fällen empfehlenswert.

Bei der endgültigen Festlegung der Zahlenwerte der statischen Untersuchung kann jede gewünschte Genauigkeit durch die Benutzung des Rebhannschen Verfahrens oder auch durch Nachprüfung auf Grund der neueren Theorien eingeführt werden. Hierbei wird die Gewohnheit oder Neigung der für die Genehmigung maßgeblichen Person oder Behörde für den verantwortlichen Ingenieur entscheidend sein.

Handelt es sich um den Entwurf wasserbaulicher Anlagen wie Spundwände, Bohlwerke, Ufermauern u. dgl., so genügt infolge der wechselnden bzw. unvermeidlichen Durchfeuchtung der Erdhinterfüllung im allgemeinen die überschlägliche Ermittelung des wagerechten Erddrucks auf eine lotrechte Wand. Der aktive Erddruck ist dann:

$$\begin{aligned} E_a &= \tfrac{1}{2}\cdot\gamma_e\cdot h^2\cdot \mathrm{tg}^2(45^0-\varphi/2) \\ &= \gamma_e\cdot \mathrm{tg}^2(45^0-\varphi/2)\cdot(\tfrac{1}{2}\cdot h^2) \\ &= \underbrace{\gamma_e\cdot \mathrm{tg}^2(45^0-\varphi/2)}_{=\mu_a}\cdot\underbrace{\text{Wasserdruck}}_{=W} = \mu_a\cdot W. \end{aligned}$$

Für den passiven Erddruck, der auf S. 37 behandelt ist, mögen die entsprechenden Angaben gleich hier folgen:

$$\begin{aligned} E_p &= \tfrac{1}{2}\cdot\gamma_e\cdot h^2\cdot \mathrm{tg}^2(45^0+\varphi/2) \\ &= \gamma_e\cdot \mathrm{tg}^2(45^0+\varphi/2)\cdot(\tfrac{1}{2}\cdot h^2) \\ &= \underbrace{\gamma_e\cdot \mathrm{tg}^2(45^0+\varphi/2)}_{=\mu_p}\cdot\underbrace{\text{Wasserdruck}}_{=W} = \mu_p\cdot W. \end{aligned}$$

Eingehende Versuche über passiven Erddruck im Erddruck-Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover sind in dem Aufsatz von O. Franzius im „Bauingenieur 1924“, S. 314—320 beschrieben. Die von Franzius für verschiedene Erdarten bzw. verschiedene natürliche Böschungswinkel des Bodens aufgestellten Tabellen zur angenäherten Bestimmung von E_a und E_p sind im Auszug (S. 24 u. 25) wiedergegeben.

Über die Literatur gibt der folgende Nachweis die erforderlichen Angaben. Er läßt erkennen, wie ungeheuer vielseitig das Problem ist.

Literatur betr. Erddruck, geschichtlich geordnet.

(Unter Benutzung der Angaben in der Doktor-Dissertation Schiller, Hannover 1924.)

I. Bücher.

Rebhann, G.: Theorie des Erddrucks u. der Futtermauern. Verlag Gerolds Sohn, Wien 1870.

Winkler: Neue Theorie des Erddrucks nebst einer Geschichte der Theorie des Erddrucks und der hierüber angestellten Versuche. Verlag v. Waldheim, Wien 1872.

Rankine: Handbuch der Bauingenieurkunst. Deutsch bearbeitet von F. Kreuter. Wien: Verlag Spielhagen u. Schurich 1880.

Donath, Ad.: Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände. Verl. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1891.

Engels, H.: Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Fundamentkörper. Verl. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1896.

Möller, M.: Erddrucktabellen mit Erläuterungen über Erddruck und Verankerungen. Verlag S. Hirzel, Leipzig 1902. 2. Aufl. 1922.

Müller-Breslau, H.: Erddruck auf Stützmauern. Verlag Alfred Kröner, Leipzig 1906.

Häseler, E.: Stütz- und Futtermauern. In „Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, 2. Band“. Verlag Wilh. Engelmann, Leipzig 1906.

Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften. I. Teil, 3. Band, 1. Hälfte. Verlag Wilh. Engelmann, Leipzig 1912. (2. Aufl.)

Krey, H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Gesichtspunkte für die Berechnung, praktische Beispiele und Erddrucktabellen. Verlag Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1918. (2. Aufl.) 3. Aufl. in Vorber.

Kirchhoff, K.: Die Statik der Bauwerke. II. Band, letzter Abschnitt. Verl. Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin 1922.

Petersen, R.: Erddruck auf Stützmauern. Berlin: Verlag Julius Springer 1924.

Abgekürzte Erddrucktabellen nach O. Franzius.

I. Grenzwerte der horizontalen Erddrücke für die lotrechte gerade glatte Wand und wagerechtes Gelände.

Erdart	Gewicht des Bodens γ_e (t/m³)	Natürl. Böschungswinkel φ	$tg^2(45-\varphi/2)$	$tg^2(45+\varphi/2)$	$E_a = \gamma_e \cdot tg^2(45^0 - \varphi/2) \cdot W = \mu_a \cdot W$	$E_p = \gamma_e \cdot tg^2(45^0 + \varphi/2) \cdot W = \mu_p \cdot W$	Bemerkungen
Trockene Dammerde	1,4	40°	0,22	4,60	0,31 W	6,4 W	Von den bekannten Erfahrungswerten für den Böschungswinkel φ des lose geschütteten Bodens sind die Kleinstwerte, die $E_{a\,max}$ und $E_{p\,min}$ ergeben, gewählt worden. $W = \frac{h^2}{2}$, d. h. der Wasserdruck für die Druckhöhe h. Für trockenen Sand ist durch Versuch gefunden E_p bis zu $12 \cdot W$, in der Wirklichkeit ist bei gewachsenem Sand wenigstens $E_p = 10 \cdot W$ zu erwarten. Der Abzug vom Auftrieb und Wasserdruck unter Wasser darf nur bei sehr großporigen Bodenarten erfolgen. Der Wasserdruck ist dann besonders hinzuzufügen.
Nasse Dammerde . .	1,65	30°	0,33	3,00	0,53 W	5,0 W	
Trockene Tonerde .	1,6	40°	0,22	4,60	0,35 W	7,3 W	
Nasse Tonerde . . .	2,0	20°	0,49	2,04	0,98 W	4,1 W	
Trockener Sand . .	1,6	31°	0,32	3,12	0,51 W	5,0 W	
Feuchter Sand . . .	1,8	40°	0,22	4,60	0.40 W	8,3 W	
Nasser Sand	2,1	29°	0,35	2,88	0,74 W	6,0 W	
Nasser Kies	1,86	25°	0,41	2,46	0,76 W	4,6 W	
Grober Sand unter Wasser, unter Abzug des Auftriebes und des horizontalen Wasserdruckes	2,1—1,0 = 1,1	25°	0,41	2,46	0,45 W	2,7 W	
Nasser Kies unter Wasser, unter Abzug des Auftriebes und des horizontalen Wasserdruckes	1,86 – 1,0 = 0,86	25°	0,41	2,46	0,35 W	2,1 W	

II. Beiwert μ der Formel $E = \mu \cdot W$ mit $\mu = \gamma_e \operatorname{tg}^2\left(45 \mp \frac{\varphi}{2}\right)$.

Natürl. Böschungswinkel φ	22°		26°		30°		34°		38°		42°		
$\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$	0,455		0,390		0,333		0,283		0,238		0,198		
Einheitsgewicht des Bodens γ_e (t/m³)	μ_a	μ_p	μ_a	μ_p	μ_a	μ_p	μ_a	μ_p	μ_a	μ_p	μ_a	μ_p	Bemerkungen
1,0	0,46	2,20	0,39	2,56	0,33	3,00	0,28	3,54	0,24	4,20	0,20	5,04	Die Werte für μ_p dürfen nur für Tiefen über 1ᵐ angewendet werden. Bei kleineren Tiefen ist $\mu = \gamma_e$ zu setzen. Von oben her sind die Werte μ_a zu suchen, von unten her die Werte μ_p.
1,2	0,55	2,64	0,47	3,07	0,40	3,60	0,34	4,25	0,29	5,04	0,24	6,05	
1,4	0,64	3,08	0,55	3,58	0,47	4,20	0,40	4,96	0,33	5,88	0,28	7,06	
1,6	0,73	3,52	0,62	4,10	0,53	4,80	0,45	5,66	0,38	6,72	0,32	8,06	
1,8	0,82	3,96	0,70	4,61	0,60	5,40	0,51	6,37	0,43	7,56	0,36	9,07	
2,0	0,91	4,40	0,78	5,12	0,67	6,00	0,56	7,08	0,48	8,40	0,40	10,08	
2,2	1,00	4,84	0,86	5,63	0,73	6,60	0,62	7,79	0,52	9,24	0,44	11,09	
$g^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$		2,20		2,56		3,00		3,54		4,20		5,04	
Natürl. Böschungswinkel φ		22°		26°		30°		34°		38°		42°	

Sehr zweckmäßige zeichnerische Darstellungen zum Abgreifen der Erddruckgrößen für die hauptsächlich vorkommenden Fälle lotrechter Wand, wagerechten oder unter $\sphericalangle \varphi$ geneigten Geländes und wagerechten oder um $\delta = \varphi$ geneigten Erddrucks gibt R. Petersen in „Erddruck auf Stützmauern", Berlin: Verlag Julius Springer 1924.

II. Aufsätze.

Winkler: „Versuche über den Bodendruck". Der Zivilingenieur 1865, S. 1.

Considère: Annales des Ponts et Chaussées 1870, S. 547.

Winkler: Z. öst. Ing.-V. 1871, S. 79.

Mohr: „Beitrag zur Theorie des Erddrucks". Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1871, S. 344.

Weyrauch, J.: „Zur Theorie des Erddrucks". Zeitschrift für Baukunde 1878, S. 193.

Schäffer: „Erddruck auf Stützwände". Z. Bauw. 1878, S. 527.

Schäffer: „Bestimmung des Erddrucks unter Berücksichtigung der Kohäsion". Dt. Bauzg. 1878, S. 284.

Cramer: „Die Gleitfläche des Erddruckprismas und der Erddruck gegen geneigte Wände". Z. Bauw. 1879, S. 251.

Engesser: „Geometrische Erddrucktheorie". Z. Bauw. 1880, S. 189.

Franke: „Die inneren Kräfte eines durch Ebenen begrenzten Erdkörpers". Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1888, S. 707.

Kurdjümoff: „Zur Frage des Widerstandes der Gründungen auf natürlichem Boden". Zivilingenieur 1892, S. 293.

Engesser: „Neuere Versuche über die Richtung und Größe des Erddrucks gegen Stützwände". Dt. Bauzg. 1893, S. 325.

Kötter, F.: Jahresbericht der deutschen Mathematiker-Vereinigung 1893.

Zimmermann: „Beiträge zur Erddrucktheorie". Zentralbl. Bauverw. 1896, S. 150.

Engels: „Zur Frage der Richtung des Erddrucks auf Futtermauern". Zentralbl. Bauverw. 1897, S. 144.

Bayershaus: „Über die Richtung des Erddrucks auf Futtermauern und Bohlwände". Zentralbl. Bauverw. 1900, S. 234 u. 263.

Engels: „Zur Berechnung der Bohlwerke". Zentralbl. Bauverw. 1903, S. 273 u. 649.

Mohr: „Eine neue Erddrucktheorie". Z. Arch. Ing.-Wes. 1907, S. 441.

Kötter, F.: „Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen". Z. Arch. Ing.-Wes. 1908, S. 55.

Müller-Breslau, H.: „Bemerkungen über die Berechnung des Erddrucks auf Stützmauern". Z. Arch. Ing-Wes. 1908, S. 43.

Ehlers: „Beitrag zur Berechnung von Spundwänden". Z. Arch. Ing.-Wes. 1910, S. 1.

Ritter: „Neue Erddrucktheorie". Schweizerische Bauzeitung 1910, S. 197.

Ramisch: „Neue Versuche zur Bestimmung des Erddrucks". Z. öst. Ing.-V. 1910, S. 233.

Hoffmann: „Erddrucktheorie". Z. Arch. Ing.-Wes. 1911, S. 457.

Kommerell: „Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, hergestellt in offenem Einschnitt". Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 469 u. 485.

Schultze, J.: „Erddruck auf Winkelstützmauern". Zentralbl. Bauverw. 1916, S. 198.

Buchwald: „Auflasten bei Erddruckermittelungen". Zentralbl. Bauverw. 1916, Heft 86; 1917, Heft 54; 1918, Heft 61 u. 63.

Faerber: „Neue Lösung des Erddruckproblems":

I. Lotrechte Wand und beliebige Geländelinie.
II. Erddruck aus Nutzlasten.
I. Mitteilungen über Zement-, Beton- u. Eisenbetonbau 1917, Heft 2 u. 4;
II. „ „ „ „ „ „ „ „ 10.

Jacoby: „Zur Erddrucklehre". Zentralbl. Bauverw. 1918, S. 307/308.

Freund, A.: „Die Berechnung von Bohlwänden nach der Elastizitätstheorie". Z. Bauw. 1919, S. 482.

— „Neue Ergebnisse in der Erddrucktheorie." Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 625, 1921, S. 269.

— „Der Spannungszustand in loser Erde". Zentralbl. Bauverw. 1921, S. 589 u. 601.

— „Neue Untersuchungen zur Erddrucktheorie". Z. Bauw. 1921, S. 48.

— „Untersuchung der Erddrucktheorie von Coulomb, 1773—1923". Die Bautechnik 1924, S. 101—109.

Buchwald: „Erddruck bei rückwärtig begrenzter Hinterfüllung". Beton Eisen 1919, Heft 2.

Grumblat: „Tabellen zur einfachen Bestimmung der Gleitebene und des Erddrucks für Stützmauern auf Grund der Rebhannschen Erddrucktheorie". Z. Arch. Ing.-Wes. 1920, Heft 2.

Thullie u. Kuryllo, „Erddruckbestimmung nach Faerber". Z. öst. Ing.-V. 1920, Heft 48.

Müllenhoff, A.: „Neue Erddruckversuche". Eisenbau 1922, S. 150.

Wierzbicki: „Eine neue Hypothese über das Wesen und die Berechnungsart des aktiven Erddrucks". Bauing. 1922, S. 546.

Krey, H.: „Betrachtungen über die Größe und Richtung des Erddrucks". Die Bautechnik 1923, S. 219 u. 278.

Schwarz: „Die Reibung in der Erde". Zentralbl. Bauverw. 1923, S. 340/341.

Petermann: „Neue amerikanische Erddruckversuche". Zentralbl. Bauverw. 1924.

Krey, H.: „Die Widerstandsfähigkeit des Untergrundes und der Einfluß der Kohäsion beim Erddruck und Erdwiderstande". Die Bautechnik 1924, S. 462—474.

Buchwald, M.: „Bestimmung der Gleitflächen bei Erddruckermittelungen". Die Bautechnik 1924, S. 546—549.

Dörr, H.: „Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln". Die Bautechnik 1924, S. 563—567.

Franzius, O.: „Versuche mit passivem Erddruck". Bauing. 1924, S. 314—320.

Möller, M.: „Über die Größe des passiven Erddruckes". Bauing. 1924, S. 550—551.

Schmidtmann: „Neuere Wege in der Anwendung der alten Erddrucklehre". Bauing. 1924, S. 468—472.

Knoke, H.: „Über Zahlenwerte der Kohäsion beim Erddruck". Die Bautechnik 1925, S. 120—121.

Petersen, R.: „Grenzzustände des Erddrucks auf Stützmauern". Bauing. 1925, S. 486—491.

Keppner: „Erddruck auf Parallelflügel". Die Bautechnik 1925, S. 404—405.

Mörsch, E.: „Die Berechnung der Winkelstützmauern". Beton Eisen 1925, S. 327—339.

2. Ingenieurhochbauten.

A. Eigenlast.

Bei Ingenieurhochbauten lassen sich keine Schätzungswerte oder auf Erfahrung beruhende Annäherungsformeln für die Eigenlast geben. Daher sind an der Hand der „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen", preuß. Min.-Erl. v. 24. 12. 1919 (mit Nachträgen), in den Zusammenstellungen 12 u. 13 die Eigengewichte der gebräuchlichsten Baustoffe und Baukörper eingetragen.

Zusammenstellung 12. Raumgewichte von Baustoffen.
(Wenn nicht besondere Nachweise geführt werden, sind die Gewichte G maßgebend.)

Gegenstand	Gewicht t/m³ max	min	G
a) Füllstoffe (geschüttet).			
Erde, Sand, Lehm naß	2,5	1,7	2,1
Erde, Sand, Lehm trocken	1,8	1,4	1,6
Kies naß	2,1	1,9	2,0
Kies trocken	1,9	1,5	1,7
Koksasche	0,85	0,60	0,75
Kesselschlacke	0,7	1,0	1,0[1])
Bimssand	0,9	0,4	0,7
b) Mauerwerk aus natürlichen Steinen.			
Granit-Syenit	3,0	2,2	2,8
Basalt	3,3	2,7	3,0
Basaltlava dicht	3,0	1,8	2,8
Basaltlava porig	2,0	1,5	1,8
Kalksteine dicht	2,7	1,9	2,5
Kalksteine porig	2,2	1,5	2,0
Grauwacke	2,8	2,5	2,7
Sandsteine	2,6	2,0	2,4
Bimsstein	1,5	1,2	1,4
c) Mauerwerk aus künstlichen Steinen.			
Klinker	2,0	1,8	1,9
Ziegel	1,9	1,7	1,8[2])
Porige Ziegel	1,2	1,0	1,1
Lochziegel	1,3	1,25	1,3
Kunstsandsteine	2,2	2,0	2,1
Kalksandsteine	1,9	1,7	1,8[2])
Schwemmsteine	1,1	0,9	1,0
d) Mörtel.			
Zementmörtel	2,3	2,0	2,1
Kalkzementmörtel	2,0	1,8	1,9
Kalkmörtel	1,8	1,65	1,7
Gips gegossen	1,0	0,9	1,0
e) Beton.			
Kies, Schotter	2,4	1,8	2,2
Ziegelschotter	2,0	1,5	1,8
Kohlenschlacke + Sand	1,9	1,2	1,6
Bimskies + Sand	1,75	1,45	1,6
Hochofenschlacke	2,4	1,8	2,2
Eisenbeton			2,4
f) Bauhölzer (baureif).			
Kiefer (Föhre)			0,7
Fichte (Rottanne)			0,6
Tanne (Weißtanne)			0,6
Eiche			0,9
Buche			0,8

B. Nutzlast.

Soweit die Nutzlasten nur aus Menschen, Haus- oder Bürogerät und unbeträchtlichen Warenmengen bestehen, kann mit den in Zusammenstellung 14 enthaltenen Belastungswerten gerechnet werden. Für Werkstätten mit schwerem Betrieb, für stark belastete Lagerräume u. dgl. ist die Nutzlast in jedem Einzelfalle zu ermitteln. Wenn stoßweise wirkende Erschütterungen zu erwarten sind, so ist je nach Größe des Einflusses eine Stoßziffer von 1,5 bis 2,0 einzusetzen. Für die Lastverteilung von Einzellasten auf Platten enthalten die neuen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 folgende Angaben:

§ 17, 4: Einzellasten oder Streckenlasten (Abb. 23a und 23b, S. 29).

Platten von der Stützweite l mit oder ohne verteilende Deckschicht von der Stärke s, die Einzellasten oder Streckenlasten (z. B. Raddrücke oder

[1]) Gestampfte Kesselschlacke.

[2]) Früher 1,6 t/m³. Bei Nachweis eines Gewichtes der Ziegel $< 3{,}3$ kg Ermäßigung bis 1,6 zulässig. — Ellerbeck, Erläuterungen z. d. pr. Hochbaubelastungsvorschriften 1919, Ernst & Sohn 1921.

Zusammenstellung 13. Eigengewichte von Bauteilen.

Gegenstand	Gewicht kg/m²
a) Holzbalkendecken.	
Balken 24/26. Abstand 1,0 m	41
„ 12/26. „ 0,8 m	26
Lagerhölzer 10/10. „ 1,0 m	7
Bretterfußboden 2—6 cm stark	13—40
Stülpdecke	168
Gestreckter Windelboden	185
Halber „	150
Ganzer „	293
Rohrung und Putz	20
b) Gewölbte Decken	
Preuß. Kappen bis 2 m ohne Träger.	
1/2 Stein einschl. Hintermauerung	275
1 „ „ „	540
1/2 „ Lochziegel	200
1/2 „ Schwemmstein	155
Rabitzgewölbe 5 cm	100
c) Ebene Stein- und Betondecken ohne Träger.	
Eisenbetondecke 10 cm	240
Steindecken ohne Eisen (Kleinesche Decken usw.):	
Lochziegel 10—12 cm	125—150
Vollziegel	220
Steineisendecken aus porigen Lochziegeln 10—20 cm	130—260
Stegzementdielen (nur für unbelastete Decken) 5—10 cm	90—155
Deckenfüllstoffe je 1 cm Sand und Lehm	16
Koksasche	7
Schlackenbeton 1:8	12
mit Sand 1:4:4	19
d) Estriche.	
Zement, Terrazzo, Zement- oder Tonfliesen je 1 cm	20
Gußasphalt je 1 cm	14
Steinholz „ 1 „	18
Korkplattenunterlage	3
Linoleum	1,3
e) Putz.	
Rohrdeckenputz	20
Mörtelputz je 1 cm	17—21
Rabitzputz	15
Monier- oder Zementdrahtputz	24
f) Dächer (pro qm geneigte Fläche).	
Einfaches Ziegeldach mit Latten und Sparren (Spließdach)	75
Desgl. böhmisch gedeckt	85
Doppeldach (böhmisch)	95 (115)
Kronendach (böhmisch)	105 (130)
Pfannendächer	80—100
Falzziegeldächer	65
Schieferdächer	45—65
Metalldächer (Zink oder Kupfer)	40
Wellblech	25
Teerpappendach mit Sparren und Schalung einfach (doppelt)	35 (55)
Holzzementdach	180
Glasdächer einschl. Sprossen von 4—6 mm Glasstärke	22—30
Zuschlag für Drahtglas pro cm	5

Zusammenstellung 14. Nutzlasten.

Art der Nutzlast	kg/m²
Dachbodenräume	125
Wohngebäude, Kontore, kleine Läden	200
Klassenzimmer, Hörsäle, Holztreppen	350
Große Läden, Geschäftshäuser, Theater, Werkstätten für leichteren Betrieb, Büchereien, Ställe, Balkone, Treppen, Decken unter nicht befahrbaren Höfen usw.	500
Decken unter Durchfahrten	800
Für Dächer in der Mitte der Pfetten, Sparren oder Sprossen Einzellast (ohne Schnee- und Windlast)	100 kg
Geländerdruck in Holmhöhe: Häuser	40 kg/m
Geländerdruck in Holmhöhe: Theater	100 „ „

Art der Nutzlast	Gewicht t/m³ max	min	G
Lagerstoffe.			
1. Brennstoffe.			
Holz in Scheiten	0,42	0,33	0,40
Zechenkoks	0,53	0,38	0,50
Gaskoks	0,47	0,36	0,45
Braunkohle	0,80	0,70	0,75
Steinkohle	0,95	0,80	0,90
Preßkohlen	1 25	0,75	1,00
2. Früchte.			
Stroh bis $h = 3$ m			0,05
Heu bis $h = 3$ m			0,07
Preßheu			0,28
Obst, Gras, Klee			0,35
Hafer			0,55
Roggen			0,68
Weizen			0,76
Rüben			0,68
Kartoffeln			0,75

Maschinenfüße) aufzunehmen haben, sind bei Laststellung in Plattenmitte zu berechnen wie plattenförmige Balken von der Breite $b_1 = \frac{2}{3} \cdot l$ oder $b_1 = t_2 + 2s$. Bei Laststellung am Auflager beträgt die zulässige Breite $b_2 = \frac{1}{3} \cdot l$ oder $t_2 + 2s$. In beiden Fällen ist das größere der beiden Maße zu wählen. Zwischenwerte für b bei anderen Laststellungen sind angemessen einzuschalten.

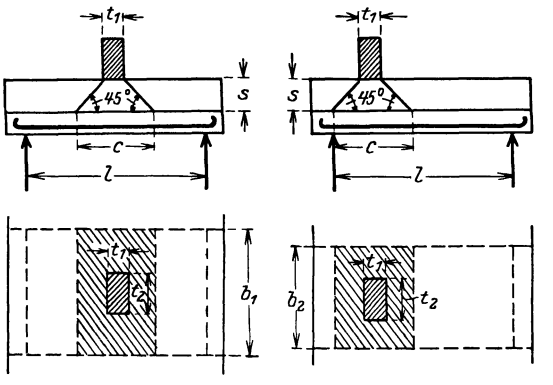


Abb. 23a u. b. Lastverteilung auf eine Platte.

In der Richtung der Zugeisen ist eine Lastverteilung auf die Länge $c = t_1 + 2s$ zulässig.

Es wird angenommen, daß sich die Einzellast oder Streckenlast gleichmäßig auf die Fläche $b_1 \cdot c$ bzw. $b_2 \cdot c$ verteilt.

C. Schneelast.

1. Die Schneebelastung einer wagerechten Fläche ist zu mindestens 75 kg/m² anzunehmen.

2. Bei Dachflächen mit erheblicher Neigung kann die Schneelast, sofern nicht etwa einzelne Dachteile Schneesäcke bilden, geringer angenommen, bei einer Neigung von mehr als 45° ganz außer acht gelassen werden.

3. Die auf 1 m² der wagerechten Projektion einer Dachfläche entfallende Schneelast S ist dabei mindestens nach Maßgabe der nachfolgenden Aufstellung zu bemessen, in der α den Neigungswinkel der Dachfläche gegen die Wagerechte bedeutet.

$\alpha =$ 20°	25°	30°	35°	40°	45°	> 45°
$S =$ 75	70	65	60	55	50	0 kg/m².

Zwischenwerte sind geradlinlig einzuschalten.

4. Die Möglichkeit einer Bildung von Schneesäcken ist zu prüfen und gegebenenfalls bei erheblichem Gewicht zu berücksichtigen.

5. Die Möglichkeit einer vollen oder einer einseitigen Schneebelastung ist zu berücksichtigen.

6. Bei Bauten im Gebirge ist die Schneelast den örtlichen Verhältnissen entsprechend höher anzunehmen.

D. Winddruck.

Die oben angeführten amtlichen Bestimmungen schreiben folgendes vor:

1. Die Windrichtung kann im allgemeinen wagerecht angenommen werden.

2. Bezeichnet w_0 den Winddruck auf 1 m² einer zur Windrichtung senkrechten ebenen Fläche F, so ist bei beliebigem Anfallwinkel α der auf F entfallende, senkrecht zu ihr wirkende Winddruck mit $W = w_0 \cdot F \cdot \sin^2 \alpha$ in Rechnung zu stellen (Abb. 24, S. 30).

3. Für w_0 gelten folgende Werte (siehe Zusammenstellung 15, S. 30).

4. In Gegenden mit besonders großen Windstärken, namentlich an der Küste oder im Gebirge, sind die Winddruckzahlen um 25 bis 50 v. H. zu erhöhen.

5. Gebäude, die durch Wände und Decken hinreichend ausgesteift sind, brauchen in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden.

Zusammenstellung 15. Vorgeschriebene Windbelastung.

Nr.	Vom Winde getroffene Fläche	w_0 kg/m²	Bemerkungen
1	2	3	4
1	Wandteile bis zu einer Höhe von 15 m	100	Zu 1. Bei Bauwerken in geschützter Lage kann der unter Nr. 1 angegebene Wert des Winddrucks dem dauernd vorhandenen Windschutz entspr. ermäßigt werden, jedoch nicht unter 75 kg/m².
2	Wandteile in der Höhe von 15 bis 25 m und Dächer in weniger als 25 m Höhe . . .	125	Zu 2. Bei Dachneigungen unter 25° genügt in der Regel unter Vernachlässigung der wagerechten Seitenkraft ein Zuschlag zur senkrechten Belastung $v = w_0 \cdot \sin^2 \alpha \cos \alpha$.
3	Über 25 m hoch liegende Wandteile und Dächer	150	
4	Eisengitterwerk, Holzgerüste u. Masten	150	
5	Für Schornsteine gelten besondere Bestimmungen (vgl. d. Runderlaß v. 30. IV. 1902 — Zentralblatt der Bauverwaltung 1902, S. 297.		Zu 3, 5. Größe des Winddruckes bei runden Schornsteinen 0,67 pF, achteckigen „ 0,71 pF, rechteckigen „ 1,00 pF (Diagonalschnitt). Zu 4 Für die Berechnung elektr. Freileitungen sind d. Normalien d. Verbandes deutscher Elektrotechniker maßgebend. Zu 5. Bei hohen Bauwerken m. kleiner Grundfläche kann die sinngemäße Anwendung der unter Nr. 5 angeführten Bestimmungen verlangt werden.

6. Bei offenen Hallen ist auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern ein von unten nach oben wirkender Winddruck von 60 kg für 1 m² rechtwinklig getroffener Fläche zu berücksichtigen.

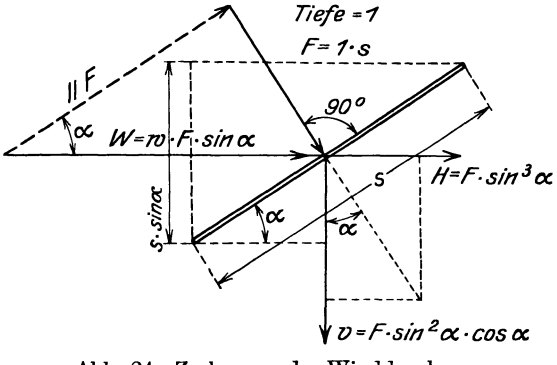


Abb. 24. Zerlegung des Winddrucks.

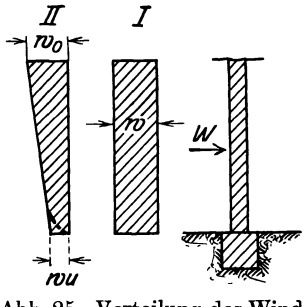


Abb. 25. Verteilung des Winddrucks auf senkrechte Wand.

Unter Umständen kann der Tatsache der geringeren Windgeschwindigkeit am Boden durch eine entsprechende ungleichmäßige Verteilung des Winddruckes nach Abb. 25 Rechnung getragen werden.

Über die Bemessung des Winddruckes bei großen Hallen empfiehlt Grüning auf Grund seiner Versuche (Bauingenieur 1920, S. 39) die auf der Leeseite infolge Luftverdünnung eintretende Sogwirkung wie folgt zu berücksichtigen:

„Man rechnet sicher, wenn man den Winddruck $w_0 = {}^1/_8\, v^2$ kg/m² ansetzt und die Hälfte dieses Druckes auf die lotrechten Flächen der Luvseite, die Hälfte als Sog auf die lotrechten Flächen der Leeseite wirkend annimmt. Der Winddruck auf das Dach hängt natürlich von der Dachneigung ab. Bei steilen Dächern dürfte die Dachfläche der Leeseite mit 0,75 w_0 von innen nach außen wirkend zu belasten sein, bei flachen Dächern ist die Dachfläche der Luvseite in derselben Weise mit 0,75 w_0 zu belasten, dagegen kann die Fläche der Leeseite geringer belastet werden. Die einem freistehenden Giebel

zunächst liegenden Teile der Wand- und Dachflächen müssen für eine Belastung von innen nach außen mit 0,75 w_0 untersucht werden.

Die neuesten Flugzeughallen der Marine sind nach vorstehendem berechnet."

E. Silokräfte.

Großräumige Silos sind Behälter für körnige Massengüter, bei denen die Grundrißabmessungen im Verhältnis zur Schütthöhe groß sind, und die im Innenraum keine Unterteilung haben (Abb. 26).

Die angreifenden Kräfte, die von dem Inhalt ausgehen, zerfallen in Wand- und Bodenlasten. Maßgebende Werte sind:

das Raumgewicht γ,
der Böschungswinkel φ,
der Reibungswinkel an der Wand φ'.

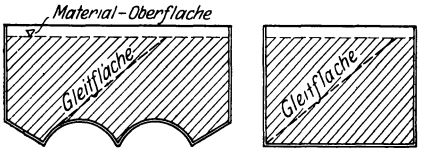


Abb. 26. Siloquerschnitt.

Solange die Gleitfläche noch die Materialoberfläche trifft (Abb. 26), sind die Darlegungen über Erddruck sinngemäß zu benutzen.

In Zusammenstellung 16 sind die für die üblichsten Massengüter zu wählenden Zahlenwerte eingetragen. Dabei sind drei typische Lagerungsformen unterschieden: Oberfläche wagerecht, mit dem Böschungswinkel ansteigend und abfallend. Die Reibung zwischen Wand und Füllgut wird meist vernachlässigt.

Zusammenstellung 16. Silofüllgut.

Eigengewicht γ, Böschungswinkel φ, Reibungswinkel φ'. Wanddrücke in großräumigen Silos p_1, p_2, p_3 in kg/m², h in m.

Nr.	Füllgut	Raumgewicht γ in kg/m³	φ	$tg^2(45^0-\varphi/2)$	$tg\,\varphi'$	Wanddruck in der Tiefe h: $p_1 = \alpha \cdot h$, α	$p_2 = \beta \cdot h$, β	$p_3 = \delta \cdot h$, δ
1	Gaskohle	850	45°	0,1715	1/3—1/4	146	425	106
2	Bituminöse Kohle	800	35°	0,27099	1/3—1/4	216	536	166
3	Anthrazitkohle .	835	27°	0,3755	0,29	312	660	246
4	Koks	600	45°	0,1715	1/3—1/4	103	300	75
5	Minette (Erz) . .	1800	45°	0,1715	1/3—1/4	309	900	225
6	Zement	1400	40°	0,2174	1/3—1/4	304	822	209
7	Weizen	820	25°	0,4059	1/3—1/4	333	674	220
8	Gerste	632	26°	0,3905	0,452	347	511	162
9	Hafer	454	28°	0,3709	0,466	164	354	107
10	Mais	715	27°30′	0,3682	0,423	263	563	172
11	Bohnen	745	31°40′	0,3115	0,442	232	540	151
12	Erbsen	810	25°20′	0,4007	0,296	325	662	214

Zellensilos entstehen durch Unterteilung der Grundrißfläche in quadratische, rechteckige, sechs- oder achteckige und runde Teilflächen. Die Schütthöhe überwiegt die einzelnen Grundrißabmessungen. Die Gleitfläche schneidet nicht mehr die Materialoberfläche (Abb. 27, S. 32).

Die Druckverteilung auf die Wandfläche folgt unter Berücksichtigung des Reibungswinkels φ' zwischen Füllgut und Wand dem Gesetz:

$$p = \frac{e^{\lambda} - 1}{e^{\lambda}} \cdot p_{max}.$$

Hierin bedeutet p den Druck auf die Flächeneinheit in der Tiefe y. Das Grundmaß h folgt aus $h = \frac{p_{max}}{\alpha}$, wobei:

$$p_{max} = \frac{\gamma \cdot F}{U \cdot \operatorname{tg} \varphi'},$$

$$\alpha = \gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^0 - \frac{\varphi}{2}\right),$$

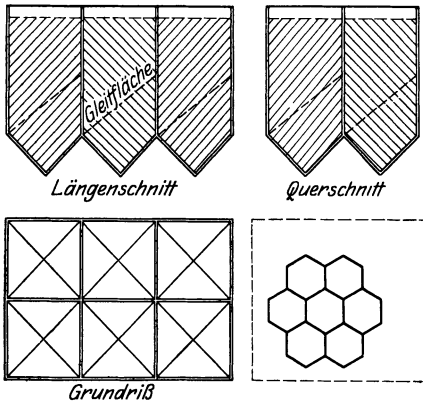


Abb. 27. Zellensilo.

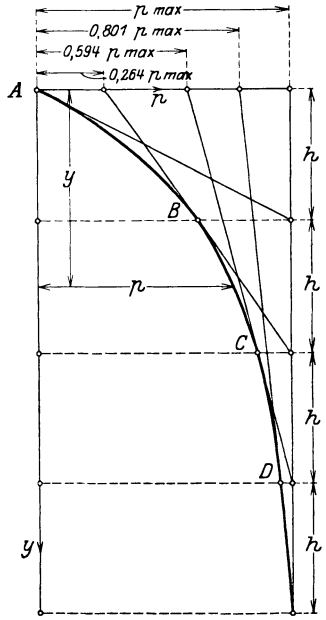


Abb. 28. Lastschema für Silowände.

wenn U den Umfang, F den Inhalt der Zellengrundfläche, γ das Einheitsgewicht des Füllgutes, φ seinen Böschungswinkel bezeichnet.

Die zeichnerische Auftragung der Druckverteilungskurve zeigt Abb. 28. Für die rechnerische Behandlung sind in nachstehender Aufstellung die Drücke p angegeben, die den Tiefen y zugehören.

$y = k_1 \cdot h$	$k_1 = 0{,}2$	0,4	0,6	0,8	1,0	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
$p = k_2 \cdot p_{max}$	$k_2 = 0{,}181$	0,330	0,451	0,551	0,632	0,753	0,835	0,889	0,926	0,950

Eine gute Annäherung ergibt sich, wenn bis zur Tiefe $2 \cdot h$ die Tangente in B als Begrenzung der Druckverteilungsfigur angesehen und von dieser Tiefe an der konstante Wert $p = p_{max}$ angenommen wird.

3. Bauten besonderer Art.

A. Eisenbahnschwellen (Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 8. Bd., S. 37—52).

1. Der größte durch ein bewegtes Fahrzeug hervorgerufene Bettungsdruck soll $\leqq 2$ kg/cm² sein.
2. Winklersche Annahme:

   Bettungsgegendruck $p = C \times$ Senkung y;

   $$C = \text{Bettungsziffer} = \begin{cases} \text{Min.} = 3{,}0 \text{ für leichten Lehmboden,} \\ \text{Max.} = 8{,}0 \text{ für Felsuntergrund;} \end{cases}$$

   nach Versuchen von Häntzschel und Wasiutynsky.

Jede Bildung auch feinster Risse ist zu vermeiden, die rechnungsmäßigen Zugspannungen dürfen daher die zulässigen Werte keinesfalls überschreiten.

Infolge der dynamischen Wirkung der Fahrzeuge können erfahrungsgemäß die durch ruhende Lasten hervorgerufenen Spannungen bis auf das Doppelte steigen.

B. Maste (Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 8. Bd., S. 78—81).

Eigengewicht. Horizontalzug $H = \frac{g \cdot l^2}{8 f}$.

Eis- und Schneelast. Eisbelastung nach den deutschen Vorschriften:

$p\,(\mathrm{kg/m}) = 0{,}015 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}$.

Nach M. Foerster: Schneelast (kg/m) $= 0{,}125 \cdot d$, worin d = Drahtdurchmesser in mm.

Temperaturspannungen: $\frac{q^2 \cdot l^2}{24 \cdot \alpha}\left(\frac{1}{\sigma^2} - \frac{1}{\sigma_0^2}\right) - \frac{\sigma - \sigma_0}{\alpha \cdot E} = t - t_0$, worin α = Wärmeausdehnungszahl und q = Belastung für die Längen- und Querschnittseinheit in kg/cm³.

Winddruck: $w = 125$ kg/m² bei rechtwinklig getroffener Mastfläche,
$w = 87{,}5$ „ „ kreisrunden Masten.

Üblicher Sicherheitsgrad: 4 (bei eisernen Masten meist 3).

C. Eisenbetonschiffe.

Für die Berechnung gibt M. Rüdiger in dem Buch „Der Eisenbeton-Schiffbau“, 1919, Julius Springer, Berlin, S. 117 folgende Belastungsannahmen:

Für Boden- und Wandplatten: Wasserdruck $+ 50\,\%$ Aufschlag zur Wassersäule.

Für Decksplatten und Decksbalken: $\begin{cases} 500 \text{ kg/m}^2 & \text{(für Flußschiffe)} \\ 1000 \text{ „} & \text{(„ Seeschiffe)} \end{cases}$
$+$ je $100\,\%$ Stoßzuschlag bzw. besondere Annahmen.

Stoßkräfte: 5 bis 20 t/m² je nach Bauteil und Verwendungsort.

Momente: in Feldmitte $\sim + \frac{p \cdot l^2}{18}$, über der Stütze $\sim - \frac{p \cdot l^2}{12}$.

Längsverband: Moment für Aufliegen auf Wellenberg bzw. Wellental $+ 20\,\%$ Zuschlag.

b) Angreifende innere Kräfte.

Der Versuch, das „Spiel der Kräfte“ an einem Bauwerk in äußere und innere Kräfte aufzulösen, wird immer zu Grenzverwischungen führen. Hier ist die Vorstellung beibehalten, daß das Bauwerk als Ganzes von äußeren Kräften angegriffen wird, dem äußere widerstehende Lagerkräfte, also die Bodenpressungen gegen die Fundamentsohle, das Gleichgewicht halten. Die Folge dieses Ausgleiches der äußeren Kräfte sind elastische Formänderungen des Bauwerksgefüges, die wiederum Funktionen der Baustoffspannungen sind. Wie auf S. 2 dargelegt wurde, wird für die rechnerische Ermittelung der erforderlichen Abmessungen auch im Innern des Bauwerkes das Bild von Angriff und Widerstand, hier in theoretischer Vorstellung, benutzt.

Die Einwirkung des im beliebigen Querschnitt abgetrennt gedachten Bauwerksteiles auf den anderen wird als angreifende innere Kräftegruppe behandelt. Diese erste und wichtigste Gruppe möge mit „Querschnittsbelastung“ bezeichnet werden.

Außerdem entwickeln sich innere angreifende Kräfte, wenn ein Bauglied oder Bauwerk Formänderungen erleidet, die unabhängig von äußeren Lastangriffen sind. In dies Gebiet gehört unter bestimmten Voraussetzungen das Eigengewicht, das aber nach den Ausführungen S. 3 in praxi stets zu den äußeren Kräften gerechnet wird. Ferner sind hierzu der Einfluß der Wärmeänderung und die Volumenveränderungen des Betons aus dem Versteinerungsvorgang zu zählen.

1. Querschnittsbelastung.

Die Vorgänge in einem Querschnitte des Bauwerks werden dadurch für die Untersuchung zugänglich gemacht, daß einer der durch den gedachten Schnitt abgetrennten Bauwerksteile für sich allein betrachtet wird. Die durch die Lostrennung beseitigte Wirkung des abgeschnittenen Teiles ist nunmehr als angreifende innere Kraft anzusehen. Praktisch — nicht notwendig — ist es, den Teil zu wählen, bei dem die Zahl der Kräfte am geringsten ist. Diese angreifenden inneren Kräfte sind also gedachte — theoretisch zu ermittelnde Mittelkräfte, die für die Berechnung der Spannungen benutzt werden. Da die Praxis mit wenigen Ausnahmefällen sich mit der Lösung des ebenen Spannungsproblems begnügt, so ist die Zerlegung im Sinne der Querschnittsfläche nach Längskraft und Querkraft gegeben (Abb. 29).

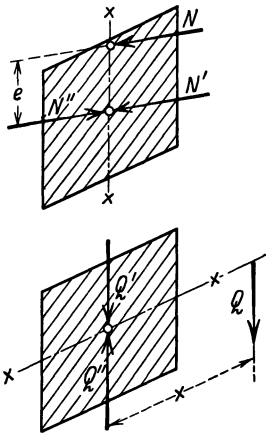


Abb. 29. Längs- und Querkraft.

Wirkungsweise der Kräfte in der Fläche (Kraftebene). Die für einen Angriff auf den Querschnitt eines Baugliedes in Betracht kommenden Kräfte können in zweifacher Form für die Untersuchung brauchbar gemacht werden:

1. Sie werden zu einer Mittelkraft R zusammengefaßt (Abb. 30).

Um ihre Wirkung übersichtlich verfolgen zu können, wird diese zerlegt in eine Längskraft N, senkrecht zum Querschnitt gerichtet und in der Kraftebene liegend, und in eine Querkraft Q, parallel der Querschnittsebene gerichtet und in der Kraftebene liegend.

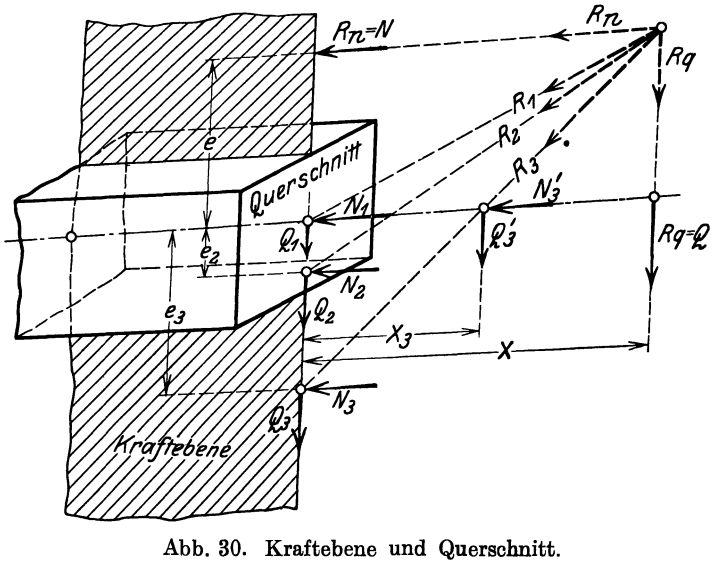


Abb. 30. Kraftebene und Querschnitt.

2. Sie werden, wenn ihre Verteilung einem mathematisch darstellbaren Gesetze folgt, mit Hilfe der Differential- und Integralrechnung behandelt.

Das erste Verfahren ist im Massivbau das bei weitem häufigere.

Die als bekannt vorausgesetzte Wirkungsweise der Angriffskraft R auf denQuerschnitt wird noch einmal in Abb. 31 veranschaulicht, wobei das Bauwerk eine derartige Form erhalten hat, daß alle möglichen Lastangriffsfälle daran gezeigt werden. Das Bauwerk selbst sei gewichtslos und nur mit der Kraft R belastet gedacht.

Gefunden wird

für Querschnitt 1—1 und 1a—1a:

$$\left.\begin{matrix} R = N \\ Q = 0 \end{matrix}\right| \; M = N \cdot e,$$

im Sonderfall 1—1: $M = 0$, da $e = 0$;

für Querschnitt 2—2, 2a—2a und 2b—2b:

R zerlegt nach N und Q.

$M = N \cdot e$ oder $Q \cdot x$;

für Querschnitt 3—3 und 3a—3a:

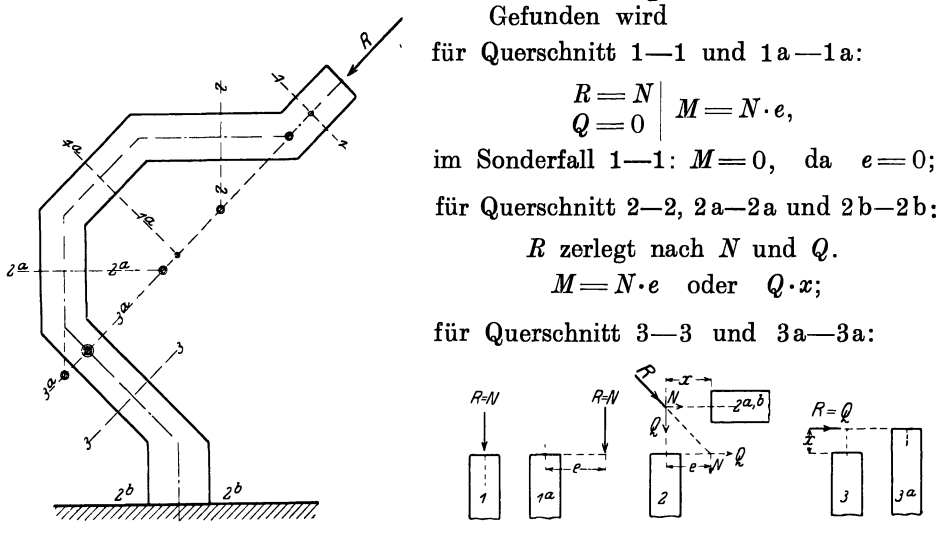


Abb. 31 u. 31a. Querschnittsbelastung.

$$\begin{matrix} R = Q \\ N = 0 \end{matrix}; \; M = Q \cdot x; \text{ im Sonderfall 3a—3a: } M = 0, \text{ da } x = 0.$$

Die danach möglichen Lasteinfälle sind in Abb. 31a noch einmal in den Grenzen zwischen $R_n = N$ und $R_q = Q$ gezeigt. Die Momentwirkung $N \cdot e$ und $Q \cdot x$ ist in der bekannten Weise verdeutlicht, daß im Schwerpunkt des Querschnittes bzw. in seiner Ebene entgegengesetzt gleiche Kräfte N' und N'' bzw. Q' und Q'' angebracht werden, die den Gleichgewichtszustand und die innere Spannungsverteilung nicht beeinträchtigen. Die Beanspruchung des Querschnittes ergibt sich dann aus N' bzw. Q' und der Wirkung des Kräftepaares $N \cdot e$ bzw. $Q \cdot x$ (Abb. 29).

Die Kraft R kann entweder mit dem Stabquerschnitt in der Schnittlinie der Kraftebene mit der Querschnittsebene oder mit der Stabachse zum Schnitt gebracht werden. In Abb. 31a ist für die Querschnitte 2, 2a und 2b die Möglichkeit vorhanden, beide Arten zu wählen, für die Querschnitte 1 und 1a gibt es ersichtlich nur einen Schnittpunkt mit der Querschnittsebene, für die Querschnitte 3 und 3a nur einen mit der Stabachse. Die möglichen Schnittpunkte der Kraft R mit den Querschnittsebenen bzw. der Stabachse sind in Abb. 31 für die Querschnitte 1—1 mit ◯ für die Querschnitte 2—2 mit ◎ und für die Querschnitte 3—3 mit ◎ bezeichnet.

Die Veranlassung zu dem Eingehen auf diese elementaren Grundlagen der Statik ist die Erfahrung, daß in vielen Fällen einer normalen Sicherheit in der Anwendung von Gesetzen und Formeln bei den üblichen Bauwerksformen eine große Hilflosigkeit beim Auftreten ungewöhnlicher Formen gegenübersteht. Ein gutes Gedächtnis ist gewiß von großem Wert; und doch ist es leicht der Feind einer guten Erkenntnis. Der Unterschied des „Gelernten“

und „Erkannten“ ist jedem geläufig, der gezwungen ist, Prüfungsbescheinigungen ausstellen zu müssen.

Bezüglich der Wahl des Vorzeichens besteht die international gültige Annahme, daß positive Biegungsmomente den einfachen Balken nach oben hohl krümmen (Abb. 32), negative also umgekehrt. Daraus folgt für die Querkräfte: positive Verschiebung: der linke Teil wird gegen den rechten nach oben verschoben (Abb. 32). Negative Verschiebung ist umgekehrt.

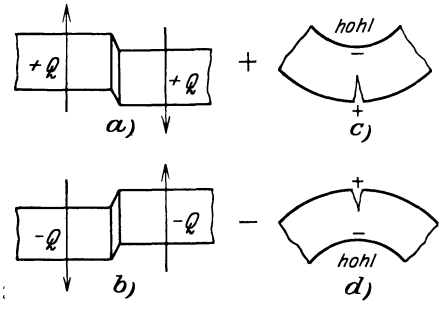


Abb. 32. Wahl der Vorzeichen.

Bis zu einem gewissen Grade läßt sich diese Annahme für den einfachen Balken folgerichtig auf die üblichen Bauformen des Massivbaues nach Abb. 33 übertragen.

2. Wärmeänderung.

Die Wärmeänderung verursacht eine Formänderung von der Größe $\Delta^t = \varepsilon t l$.

Die Wärmedehnungsziffer kann bei allen massiven Bauwerken genau genug zu $\varepsilon = 0{,}00001$ oder zu 10^{-5} angenommen werden. Eine einfache Überlegung zeigt, daß innere angreifende Kräfte auftreten, wenn die Lagerbedingungen, abgesehen von Reibungskräften im beweglichen Lager, der Wärmeformänderung Widerstand leisten.

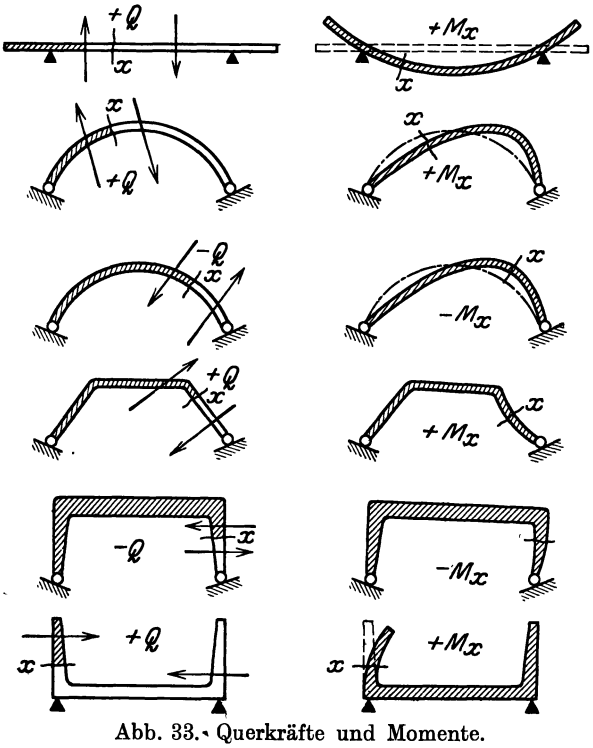


Abb. 33. Querkräfte und Momente.

Maßgeblich ist die Temperatur bei der Bauausführung. Nach ihr sind die Schwankungen zu bemessen, die nach den klimatischen Verhältnissen anzunehmen sind. Bei mittlerer Jahreswärme wird allgemein mit einem Unterschied von $\pm 15^0$ bis 20^0 C gerechnet, der auf $\pm 10^0$ bis 15^0 C ermäßigt werden kann, wenn die Bauteile geschützt sind oder sehr große Querschnittsabmessungen (> 70 cm) haben (Eisenbeton-Bestimmungen 1925, § 16).

3. Schwinden und Dehnen.

Die Angaben über die Eigenschaft des Betons, je nach Behandlung während des Versteinerungsvorganges zu schwinden oder sich auszudehnen, sind auf S. 129 zu finden. Das Schwinden bei Erhärtung an der Luft ist wegen der daraus folgenden Zugspannungen und der Gefahr der Schwindrisse besonders zu beachten. Die Kraftwirkung wird der eines Wärmeabfalles von 15^0 C gleichgesetzt.

III. Widerstehende Kräfte.

a) Äußere Kräfte.

1. Bodenpressung.

Die widerstehenden äußeren Kräfte werden in der Sohle des Fundamentes von dem Baugrund gegen das Bauwerk ausgeübt. Sie treten daher nicht als Einzelkräfte, sondern als Flächenbelastung auf. Maßgeblich sind die Zahlenwerte, die die Festigkeit und das praktisch zulässige Maß der Formänderung aus der Verdichtung des Bodens infolge der Pressung kennzeichnen. Sie sind nur aus der praktischen Erfahrung heraus, und zwar mit großen Sicherheitszahlen festzulegen. Als brauchbare und zuverlässige Werte sind bei 3 m Mindestmächtigkeit anzusehen:

Zusammenstellung 17. Zulässige Bodenpressung.

Bodenart	Zulässige Bodenpressung kg/cm²
Harter, fester Fels	20—30
Weicheres Gestein	7—15
Festgelagerter Kies	4—6
„ feiner Sand	4—5
Lehm, sandiger Ton	3—4
Ton	3
Aufgeschütteter Boden	0,5—1

Selbstverständlich könnte auch die Kraftwirkung an technisch besonders hervortretenden Bauwerksteilen, z. B. der Kämpferdruck eines Dreigelenkbogens, als widerstehende äußere Kraft bezeichnet werden. Im Sinne dieser Darlegungen, die, wie öfter betont, von pädagogischen Absichten getragen sind, ist ein Gelenk ein Querschnitt des Bauwerkes. Er unterscheidet sich von normalen Querschnitten nur dadurch, daß die Kraftströme in ihm gewissermaßen in eine düsenförmige Öffnung zusammengeführt werden.

2. Passiver Erddruck.

Der passive Erddruck tritt als widerstehende Kraft auf. Er folgt bei gerader senkrechter Wand und wagerechter Erdabgleichung nach den üblichen theoretischen Erwägungen dem Gesetz:

$$E_{\text{pass}} = \frac{1}{2}\gamma h^2 \operatorname{tang}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right),$$

ist also immer größer als der aktive Erddruck:

$$E_{\text{akt}} = \frac{1}{2}\gamma h^2 \operatorname{tang}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right).$$

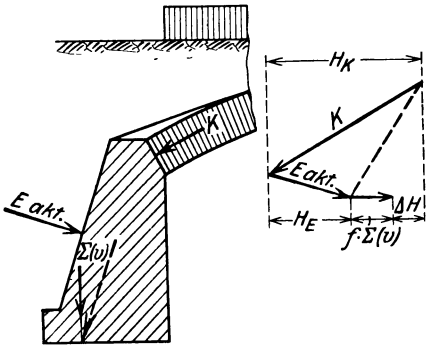


Abb. 34. Passiver Erddruck.

Er müßte in der statischen Untersuchung erscheinen, wenn die Summe der wagerechten Kräfte unter Einsatz der wagerechten Komponente des aktiven Erddruckes und des Reibungswiderstandes in der Fundamentsohle $R = f \cdot \Sigma(V)$ eine nach der Seite der Hinterfüllung weisende Kraft ΔH ergibt. In Abb. 34 ist an einem einfachen Beispiel dieser Gedankengang veranschaulicht. Die Praxis des Massivbaues verzichtet aber fast immer auf diese wirt-

schaftlich sehr günstige Annahme, da das tatsächliche Inkrafttreten des E_{pass} nur gewährleistet ist, wenn z. B. ein Betonkörper in unmittelbarer Berührung mit einer gewachsenen Bodenfläche hergestellt würde. In der überwiegenden Mehrzahl der Fälle werden die Bauwerke aber hinterfüllt. Daher liegen etwa die Verhältnisse einer Gründung auf aufgeschüttetem Boden vor, und der Verzicht auf die statischen Vorteile des widerstehenden passiven Erddruckes ist technisch durchaus gerechtfertigt. Immerhin lassen sich Fälle denken, in denen die Voraussetzungen für die tatsächliche Wirkung von E_{pass} gegeben sind. Die Nachprüfung, ob das angeführte Gesetz für die Größe des passiven Erddruckes mit der Wirklichkeit übereinstimmt, ist durch Versuche von Franzius (veröffentlicht Bauingenieur 1924, S. 314) erfolgt. Hierbei wurden Überschüsse der Meßwerte über den theoretischen Wert für losen Sand von 93 bis 128 % gefunden. Weitere Angaben und ein Auszug aus den Franziusschen Tabellen sind auf S. 24 u. 25 gegeben.

b) Innere Kräfte.

Der Widerstand gegen die Störung des Gleichgewichtes in einem Querschnitt — also im Inneren des Bauwerkes — wird durch die Elastizität und Festigkeit des Baustoffes geleistet.

Das Versagen dieses Widerstandes, die Zerstörung, wird für die praktische Berechnung im Sinne der Zerlegungsannahmen der angreifenden Kräfte gegliedert nach

1. Zerdrücken oder Zermalmen; Ursache: Längsdruckkräfte;
2. Zerreißen; Ursache: Längszugkräfte;
3. Zerschneiden oder Abscheren; Ursache: Querkräfte;
4. Zerbrechen; Ursache: Biegungsmomente;
5. Ausknicken schlanker Stäbe infolge von Längsdruckkräften ist ein Zerbrechen. Der Zerstörungsvorgang deckt sich mit Nr. 4. Die gesonderte Behandlung des Widerstandes gegen die Knickgefahr ist durch die Eigenart der Berechnungsmethode begründet.

Diese Gliederung ist in Wirklichkeit nur eine bautechnisch praktisch notwendige Annahme. Der Maßstab für die Festigkeit ist die Spannung (kg/cm²; t/m²; t/cm² usw.). Die willkürliche, für die Rechnung bequeme Gliederung in Druck-, Zug-, Schub-, Biegungsdruck bzw. -zugspannungen gibt keine richtige Vorstellung von dem Spannungszustande im Inneren des Gefüges. Hier wirken die Resultierenden der genannten Spannungskomponenten, die bei Beschränkung der Betrachtung auf die Vorgänge in der sog. Kraftebene als Hauptspannungen dem Gesetz folgen:

$$\sigma' = -\frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}\,.$$

In sehr vielen praktischen Fällen ist die Nachprüfung, ob die resultierenden Hauptspannungen eine größere Zerstörungsgefahr darstellen als die Spannungskomponenten, tatsächlich überflüssig.

Am Rande des Querschnittes ist $\tau = 0$, also sind die σ-Werte allein ausschlaggebend; in der Schwerachse ist bei reiner Biegung $\sigma = 0$ und die τ-Werte sind allein von Einfluß. Im Querschnitt findet also ein gewisser Spannungsausgleich statt (s. Abb. 35). Die Gesetzmäßigkeit gilt auch nur für isotrope Baukörper. Hat der Aufbau z. B. flächige Struktur, Lagerfugen im Mauerwerk mit geringwertigem Mörtel oder Arbeitsfugen im Stampfbeton, so sind für die Form der Zerstörung schon erleichternde Vorbedingungen geschaffen.

Die häufig vorliegende Berechtigung der Vernachlässigung von Hauptspannungen oder Schubspannungen, die leider nicht selten die Rolle des Aschenbrödels spielen, darf nicht zum Vergessen des tatsächlichen Bestehens

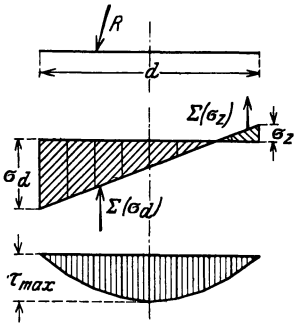


Abb. 35. Spannungsverteilung.

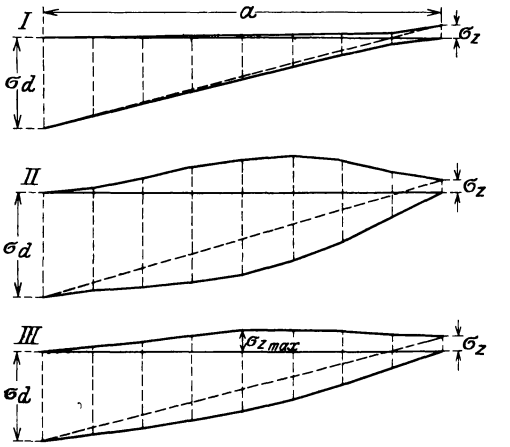


Abb. 35a. Hauptspannungen; 3 Beispiele.

führen. Abb. 35a zeigt die Spannungsverteilung an drei Beispielen. Die Ordinaten der ausgezogenen Kurven geben die Größen der Hauptspannungen an. Die Zahlenwerte sind in Zusammenstellung 18 eingetragen.

Zusammenstellung 18. Spannungswerte.

$\frac{x}{a}$	Spannungen in kg/cm²											
	I				II				III			
	σ_d (+) bezw. σ_z (−)	τ	Hauptspannung Druck	Hauptspannung Zug	σ_d (+) bzw. σ_z (−)	τ	Hauptspannung Druck	Hauptspannung Zug	σ_d (+) bzw. σ_z (−)	τ	Hauptspannung Druck	Hauptspannung Zug
0	+ 35	0	35,00	0	+ 10,0	0	10,00	0	+ 35	0	35,00	0
1/8	+ 30	1,75	30,10	0,10	+ 8,6	2,19	9,12	0,52	+ 30	6,12	31,20	1,20
2/8	+ 25	3,00	25,35	0,35	+ 7,2	3,75	8,80	1,60	+ 25	10,50	28,83	3,83
3/8	+ 20	3,75	20,68	0,68	+ 5,8	4,69	8,41	2,61	+ 20	13,12	26,50	6,50
1/2	+ 15	4,00	16,00	1,00	+ 4,4	5,00	7,66	3,26	+ 15	14,00	23,38	8,38
5/8	+ 10	3,75	11,25	1,25	+ 3,0	4,69	6,42	3,42	+ 10	13,12	19,04	9,04
6/8	+ 5	3,00	6,40	1,40	+ 1,6	3,75	4,63	3,03	+ 5	10,50	13,29	8,29
7/8	0	1,75	1,75	1,75	+ 0,2	2,19	2,29	2,09	0	6,12	6,12	6,12
1,0	− 5	0	0	5,00	− 1,2	0	0	1,20	− 5	0	0	5,00
	$\sigma_d = 35$ $\sigma_z = 5$ $\tau = 4$ (Unbewehrter Beton)				$\sigma_d = 10{,}0$ $\sigma_z = 1{,}2$ $\tau = 5$ (Unbewehrter Beton unter dem Einfluß starker Querkraft)				$\sigma_d = 35$ $\sigma_z = 5$ $\tau = 14$ (Eisenbeton)			

Beispiel I: Querschnitt einer Betonstützmauer, berechnet nach den Beton-Vorschr. 1916: $\sigma_{bd} = 35$; $\sigma_{bz} = 5$; $\tau = 4$ kg/cm².

Beispiel II: Querschnitt eines Pfeilers der in aufgelöster Bauart hergestellten und am 1. 12. 23 eingestürzten Gleno-Talsperre:

$$\sigma_{bd} = 10; \quad \sigma_{bz} = 1{,}2; \quad \tau = 5 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel III: Eisenbetonquerschnitt mit den Spannungsannahmen $\sigma_{bd} = 35$; $\sigma_{bz} = 5$; $\tau = 14$ kg/cm² (Eisenbeton-Bestimmungen 1925, § 18,4).

Da die Zugfestigkeit die geringste innere Widerstandskraft der steinartigen Baustoffe ist, so sind die Hauptzugspannungen z. B. für Eisenbetonbauten Gefahrenquellen erster Ordnung.

Die rechnerische Bestimmung der Spannungen zwingt zu einer einheitlichen Wahl der Vorzeichen + und —. Im Eisen- und Holzbau wird entsprechend der elastischen Formänderung — Verkürzung durch Druck; Verlängerung durch Zug — die Druckspannung negativ, die Zugspannung positiv genannt.

Da die Druckfestigkeit der steinernen Baustoffe eine überragende Rolle spielt, ist im Stein- und Betonbau das meist nicht zu schreibende Plus-Zeichen für Druckspannung zur Vermeidung der vielen lästigen Minus-Zeichen gebräuchlich. Diese Bequemlichkeitsmaßnahme ist auch in diesem Buche durchgeführt, soweit kein Mißverständnis zu befürchten ist.

Im Eisenbetonbau werden keine Vorzeichen benutzt. Die Art der Spannung — Druck oder Zug — wird durch Index oder Doppelindex gekennzeichnet (siehe Zusammenstellung der einheitlichen Bezeichnungen im Anhang S. 477).

Die zahlenmäßigen Angaben über die Festigkeitseigenschaften und das elastische Verhalten der Baustoffe finden sich im Abschnitt „Baustoff".

IV. Zerstörende Einflüsse.

Neben den Einwirkungen des Spiels der Kräfte am und im Bauwerke drohen der Dauer seines Bestehens noch Gefahren chemischen und physikalischen Ursprunges.

Vor allem ist es das Wasser, das in all seinen Erscheinungsformen als Feind der Bauwerke zu betrachten ist. Die Abhaltung und Abführung der Niederschläge bedarf sorgfältigster Beachtung — sie ist vielfach für die erste Form des Entwurfes schon mitbestimmend. Die erodierende Kraft des strömenden Wassers gefährdet die Fundamente, der Wellenschlag die Ansichtsflächen. Feuchtigkeit in freier Luft oder geschlossenem Raum führt zu Verwitterung, Ausblühung oder Zersetzung.

a) Zerstörende Einflüsse chemischer Art.

Eine übersichtliche Darstellung dieses umfangreichen Gebietes verlangt eine Trennung zwischen der Beeinflussung

1. durch Stoffe, die infolge ihres natürlichen Vorkommens mit der Mehrzahl der Bauwerke in Berührung kommen, und
2. durch Stoffe, die nur im Falle künstlicher Ansammlung, z. B. im Silo oder Behälter, eine Einwirkungsmöglichkeit besitzen.

Die Aggregatzustände der Stoffe [a) gasförmig, b) flüssig, c) fest] geben dann eine weitere Unterteilungsmöglichkeit. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Einwirkung von festen Stoffen infolge der geringeren unmittelbaren Berührung mit dem Bauwerk nur oberflächlicher Art und daher für die Behandlung von untergeordneter Bedeutung ist. Von den gasförmigen Stoffen übt nur eine beschränkte Zahl eine Dauereinwirkung auf ein Bauwerk aus. Die meisten Schädigungen werden durch den Einfluß von flüssigen Stoffen herbeigeführt, so daß ihre Behandlung die größere Ausführlichkeit beansprucht.

Die einzelnen Arten der massiven Baustoffe verhalten sich diesen Angriffen gegenüber verschieden. Im allgemeinen sind die natürlichen und die gebrannten künstlichen Bausteine weniger empfindlich als Beton und Mörtel, also auch die künstlichen Bausteine entsprechender Fertigung, wenn sie in gleich zu wertenden Güteklassen miteinander verglichen werden. Der Versteinerungsvorgang im Naturgestein ist uralt, meist abgeschlossen, während er sich im Mörtel und Beton in der ersten Entwicklung befindet. Andrerseits vernichtet die hohe Brenntemperatur der Ziegel viele Zerstörungskeime.

1. Natürlich vorkommende Stoffe.

A. Gasförmige Stoffe.

Von den Gasen, die mit einem Bauwerk infolge ihres natürlichen Vorkommens leicht in Berührung treten, kommen in Frage:

I. Die sogenannten Atmosphärilien, d. h. Gase, die als normale chemische Bestandteile in der Luft vorhanden sind (Sauerstoff, Stickstoff, Wasserdampf, Kohlensäure, Spuren von Ammoniak).

II. Die Rauchgase. Während die chemische Einwirkung der Atmosphärilien unter normalen Verhältnissen keine Schädigung hervorruft, sind die in den Rauchgasen vorhandenen Schwefelverbindungen, je nach Art und Menge der in die Luft entsandten Abgase verschiedener Konzentrationen, bei Dauerwirkung gefährlich.

Die Feststellung der Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen diese chemischen Einflüsse erfolgt im allgemeinen nach einer Methode, die von Seipp in seinem Buche „Die Wetterbeständigkeit der natürlichen Bausteine" angegeben ist. Weitere Anleitungen finden sich in den Handbüchern für das Materialprüfungswesen, z. B. v. Wawrziniok, Verlag Julius Springer, Berlin, 2. Aufl., 1923 und K. Memmler, Verlag F. Enke, Stuttgart, 2. Aufl., 1924.

B. Flüssigkeiten, Wasser.

Von den einzelnen Wassersorten sind zu unterscheiden,

I. chemisch reines Wasser (Regenwasser),
II. Quell-, Brunnen-, Fluß- und Grundwasser,
III. Meerwasser.

I. Chemisch reines Wasser findet sich in der Natur nicht. Selbst das Regenwasser nimmt aus der Atmosphäre geringe Mengen von Fremdstoffen auf. Die in der Natur nur selten vorkommenden nahezu chemisch reinen Gewässer üben einen stark zerstörenden Einfluß auf den Beton aus, da sie infolge ihres geringfügigen Salzgehaltes ein starkes Lösungsvermögen besitzen und daher den Beton durch Herauslösen des Kalkes schädigen können. Für die Stärke dieses Lösungsvorganges ist selbstverständlich die Art der Einwirkung von ausschlaggebender Bedeutung, da nur bei einer ständigen Erneuerung des Wassers wesentliche Mengen des Kalkes in Lösung gehen können.

II. Das Quell-, Brunnen-, Fluß- und Grundwasser, das mit dem Erdboden in Berührung steht, nimmt lösliche Stoffe auf und enthält Salze, von denen der doppelkohlensaure Kalk, doppelkohlensaure Magnesia, Gips, Chlormagnesium und Alkalisalze die wichtigsten sind. Eine Schädigung durch solche Wässer ist nur zu befürchten, wenn der Gehalt an Gips und Magnesiasalzen groß ist. Eine genaue Festlegung von Grenzwerten, bei deren Überschreitung eine Schädigung von Bauwerken zu erwarten ist, läßt sich nicht mit einer auch nur annähernden Allgemeingültigkeit vornehmen, da neben der Art des Wassers auch die Art der Einwirkung des Wassers Berücksichtigung finden muß. Bei stetiger Erneuerung des Angriffes von fließendem Wasser oder Durchsickerungen ist die schädliche Wirkung viel größer als bei stehendem Wasser, dessen schädliche Stoffe sich nur langsam ergänzen. Die Wirkung des Gipses beruht auf der Bildung des sogenannten „Zementbazillus", während die Magnesia durch Umsetzung mit dem Kalk den Beton mürbe macht. Wasser, das freie Kohlensäure gelöst enthält, kann schädigend auf Beton wirken und ist außerdem oft die Veranlassung zu häßlichen Ausblüherscheinungen bedeutenden Umfangs. Auch hier ist für die Beurteilung der Menge, die schädigend wirken kann, die Art der Einwirkung maßgeblich. Die Kohlensäure wirkt nach der Art einer Mineralsäure lösend auf den Kalk des Bindemittels unter Bil-

dung eines doppelkohlensauren Salzes. Zerstörungserscheinungen durch kohlensäurehaltiges Wasser sind schon beobachtet bei einem Kohlensäuregehalt von 30 mg pro Liter. (Vgl. Schellhaase, Tonindustrie-Zeitung 1908, S. 154).

III. Meerwasser. Die bekannten schädlichen Wirkungen des Meerwassers sind gebunden an den Gehalt von Magnesiumsulfat und Magnesiumchlorid. Das Sulfat führt durch Bildung des „Zementbazillus" eine Zerstörung des Bauwerkes herbei. Für das Entstehen des Zementbazillus, d. h. des Calciumsulfoaluminates, ist das Zusammentreffen der drei Komponenten Kalk, Tonerde und Sulfatschwefel erforderlich. Durch die teilweise Beseitigung eines dieser Stoffe, z. B. der Tonerde, kann die Bildungsbedingung stark herabgemindert werden. Ein Zement mit dem Ersatz der Tonerde durch das Eisenoxyd (Erzzement) sowie ein sehr kalkarmer Zement (Schmelzzement) haben daher eine wesentliche Erhöhung ihrer Widerstandsfähigkeit gegen den Einfluß von sulfathaltigem Wasser gezeigt.

C. Feste Stoffe.

Von festen Stoffen kommt in unmittelbare Berührung mit dem Bauwerk nur der Erdboden, der aber ohne Mitwirkung von Wasser nicht schädigend wirken kann. Hinzutretendes Wasser löst unter Umständen den Gehalt des Bodens an Magnesiasalzen oder Gips oder anderen schwefelhaltigen Verbindungen, die im Laufe der Zeit sich in Sulfate umwandeln, und vermag dann als Flüssigkeit auf die vorher beschriebene Weise Zerstörungen hervorzurufen.

2. Künstlich angesammelte Stoffe.

Die chemische Einwirkung von künstlich angesammelten Stoffen ist sehr eingehend für eine große Zahl von flüssigen Stoffen von Grün im „Handbuch für Eisenbeton", dritte Auflage, Band 5, beschrieben. Diese Arbeit hat eine Erweiterung in dem von Kleinlogel herausgegebenen Buche „Einflüsse auf Beton", 2. Aufl., Berlin 1925, Wilhelm Ernst & Sohn, gefunden, das die Erfahrungen der Praxis über Einflüsse von Säuren, Laugen, Ölen, Dämpfen, Erden, Lagergütern u. dgl. auf Mörtel und Beton in Form eines Auskunftsbuches zusammengestellt hat. In Rücksicht auf den Umfang muß auf diese Quellen verwiesen werden.

b) Zerstörende Einflüsse physikalischer Art.

Neben den rein äußerlichen Wirkungen, z. B. dem Abschleifen durch feinen scharfen Sand, der vom Winde getrieben wird, dem Rutschen von Silogütern an den Wänden, dem Abnutzen durch Fußgängerverkehr, dem Auswaschen durch die unendlich oft wiederholten Stöße des Wellenschlages u. a. m., ist die Frostwirkung besonders zu beachten. Da mit dem Gefrieren eine Volumenvermehrung des Wassers verbunden ist, so sprengt das in feinen Poren und Ritzen vorhandene Wasser das Gefüge. Um diesen Vorgang der allmählichen Verwitterung für eine Prüfung des Baustoffes in eine kurze Zeit zu konzentrieren, wird als „Frostprobe" ein 25maliges Gefrieren und Wiederauftauen der Probekörper ausgeführt. Die Dauer des Gefrierens richtet sich nach der Menge und Art des Probematerials. 4 bis 6 Stunden bei $^{-}15$ bis $^{-}20^{0}$ C ist das Übliche.

Die Probekörper dürfen nach dieser Prüfung keine Abblätterungen und Risse zeigen und bei der Druckfestigkeitsprüfung keinen erheblichen Verlust gegenüber der Festigkeit im lufttrockenen oder wassersatten Zustande er kennen lassen.

Erster Abschnitt.

Massiver Baustoff.

A. Einleitung.

Unter dem Begriff „Massivbau“ wird in diesem Buche die Gesamtheit der Bauwerke verstanden, die im Gegensatz zum Eisen- und Holzbau aus steinartigem Material hergestellt werden. Die in Frage kommenden Baustoffe umfassen also in erster Linie die natürlichen und künstlichen Steine mit ihren Bindemitteln und den Beton. Ihre Eigenart besteht darin, daß unter den Festigkeitseigenschaften eine, die Druckfestigkeit, in bezug auf ihre Güte besonders hervortritt. Beim Eisen ist die Abstimmung der einzelnen Festigkeitswerte untereinander eine fast völlig harmonische; beim Holz, das schon wegen seiner geringeren Dauerhaftigkeit eine besondere Behandlung beansprucht, ist wenigstens die Mehrzahl der Festigkeitseigenschaften, Druck, Zug und Biegung einigermaßen gleichwertig.

Daher hatten sich im Steinbau Formen entwickelt, bei denen im Innern der Querschnitte die Druckspannungen in weitestem Maße vorherrschten. Sobald es sich um die Aufgabe handelte, nennbare Spannweiten frei zu überdecken, war der Steinbau auf die in vielen Fällen unwirtschaftliche Gewölbeform angewiesen. Das große Eigengewicht und die Schwierigkeit, die wagerechten Lagerkräfte aufzunehmen, beschränkten das Anwendungsgebiet und die Entwicklung der Größenverhältnisse der Steinbauweise.

Nachdem es aber gelungen war, durch Einbetten von Eiseneinlagen in den plastischen Beton steinerne Bauglieder herzustellen, bei denen das Mißverhältnis zwischen der Güte der einzelnen Festigkeitseigenschaften bei sachlicher Ausführung beseitigt werden konnte, ist das Anwendungsgebiet des Steinbaues ganz gewaltig gewachsen. Durch theoretische Nachweise, praktische Erfahrungen und wissenschaftliche Forschung ist erkannt und erwiesen, daß diese Verbundkörper aus Stein und Eisen in den für das Bauwesen erforderlichen Spannungsgrenzen harmonisch wie ein homogener Baustoff wirken. Die Eisenbetonbauglieder sind also Steinkonstruktionen, denen durch die Eiseneinlagen die dem unbewehrten Stein fehlenden Festigkeitseigenschaften verschafft sind. Jedes in Mörtelverbindung stehende steinerne Bauglied hat eine bestimmte, wenn auch begrenzte, Zug- und Schubfestigkeit. Werden diese Eigenschaften durch die Eiseneinlagen gesteigert, so ist hierin nur ein Unterschied des Grades der Güte, nicht aber ein grundsätzlicher Unterschied des Baustoffes zu sehen. Aus diesem Grunde werden in diesem Buch alle steinernen Konstruktionen unter der Bezeichnung „Massivbau“ generell zusammengefaßt und einheitlich behandelt.

Massive Bauwerke müssen plastisch gestaltet werden. In weitgehender Freiheit vom Schema kann den einzelnen Baugliedern die Form erteilt werden, die das statische Kräftespiel fordert. Übergänge von dem wuchtigen, nur druckfesten, reinen Steinquerschnitt zu feinprofilierten, bewehrten und

biegungsfesten Formen sind infolge der monolithischen Bauweise konstruktiv leicht ausführbar. Der Massivbau bietet also die weitgehendsten Möglichkeiten, die Haupterfordernisse eines guten Bauwerkes zu erfüllen, die in den folgenden vier Schlagworten zusammengefaßt werden können:

Statisch richtig!
Technisch ausführbar!
Wirtschaftlich günstig!
Ästhetisch befriedigend!

Ursprünglich erfolgte bei steinernen Bauten in selbstverständlicher naiver Ausnutzung der guten Druckfestigkeit der Aufbau durch loses Zusammensetzen der Einzelsteine. Sehr schnell aber wurde der Vorteil einer festen Verbindung empfunden, die den Einfluß von örtlichen Zufallswirkungen ausschloß. Die beste Form dieser Verbindung war der Mörtel. Diese im Laufe der Zeit versteinernde plastische Masse fügte die Baueinheiten zu einem Ganzen zusammen, das nunmehr in den Mörtelfugen auch ungefähr die gleichen Widerstandskräfte gegen Zug- und Schubspannungen besaß wie der Stein selbst. Dieser Aufbau ist dem Massivbau eigentümlich. Auf der einen Grenze steht der schmal gefugte Quaderbau aus hochwertigsten natürlichen Steinen. In ihm überwiegt die Baueinheit, der Quader, in seiner Masse der Mörtelmenge gegenüber. Auf der entgegengesetzten Grenze steht der Beton, bei dem die Baueinheit durch den im Sandzementmörtel eingebetteten groben Zuschlag gebildet ist. Das Verhältnis der Mengen ist geändert, im äußersten Falle besteht das Mauerwerk gewissermaßen ganz aus vergröbertem Mörtel. Auf der einen Seite mußte die Einheit aufs genaueste bearbeitet und auch die Mörtelbettung in ihren Maßen sehr genau innegehalten werden. Auf der anderen Seite ist lediglich gute Mischung erforderlich, die Einordnung der Einheiten erfolgt von selbst. Schließlich wird die Grenze nach der Seite des Betons hin noch dadurch erweitert, daß die dem Steinmaterial, dem Mörtel und den aus ihnen gemeinsam gebildeten Baugliedern innewohnende geringe Zug- und Schubfestigkeit durch statisch und technisch richtig eingebettete Eiseneinlagen verbessert werden.

Wird der „Massivbau“ von diesem Gesichtspunkt aus betrachtet, so entfällt die Notwendigkeit einer Unterteilung in „Stein-“, „Beton-“ und „Eisenbetonbau“, denn in seinem Rahmen ist eine fortlaufende, einheitliche Folge von Konstruktionsmöglichkeiten gegeben.

Die relative Steigerung der Löhne muß hemmend auf alle Bauweisen wirken, in denen die individuelle Ausgestaltung der Einzelheiten kennzeichnend für die Güte ist. Das Schwergewicht der Bauausführungen hat sich daher stark nach der Seite des Betons verschoben, bei dessen Verwendung die Inanspruchnahme maschineller Hilfsmittel am weitesten getrieben werden kann. Wenn dies vom Standpunkt der Erhaltung und Entwicklung hochwertiger Handwerkskunst vielleicht zu bedauern ist, so bietet dagegen die Entwicklung des Betonbaues den großen Vorteil, daß dem Baumeister ein im weitesten Sinne bildungsfähiges Baumaterial zur Verfügung steht. Da es ferner gelungen ist, die hervorragenden Eigenschaften der Wetterbeständigkeit erstklassiger natürlicher und künstlicher Bausteine durch entsprechende Zusätze in den Beton-Außenflächen in fast annähernder Güte zu erreichen, so ist der obengenannte Verlust an volkswirtschaftlichen und ethischen Werten durch entsprechenden Gewinn in anderer Richtung wohl als ausgeglichen anzusehen.

In den folgenden Abschnitten wird nun in einer dem Plan der Handbibliothek entsprechenden Kürze ein Überblick über die für den Massivbau in Frage kommenden Baustoffe unter besonderer Berücksichtigung der in der Praxis erforderlichen Baumaterialienprüfung gegeben werden.

B. Begriffserklärung.

Der Begriff „Baustoff“ wird hier nicht im Sinne einer wissenschaftlichen Baustofflehre aufgefaßt und behandelt. Als Einheit wird die mehr oder minder plastische Masse angesehen, aus der die Bauglieder und Bauwerke des „Massivbaues“ gebildet werden.

Das massive Bauwerk besteht aus Bauelementen, die durch eine plastische, nachträglich versteinernde Masse, den Mörtel, miteinander verbunden werden. Die Bauelemente, Quader, Mauerziegel usw., haben teils eine normenmäßige, sich stets wiederholende Form. Bei ihrer Zusammenfügung müssen die verbindenden plastischen Massen genau bestimmte und auf ein Minimum zu beschränkende Abmessungen haben (Stoß- und Lagerfugen). Stehen regelmäßig geformte Bauelemente nicht zur Verfügung, so müssen, wie beim Bruchsteinmauerwerk, größere Mengen verbindender plastischer Masse aufgewendet werden. Die Entwicklung des Bauwesens hat nun einen natürlichen und logischen Schritt in dieser Richtung weiter getan, indem sie die immerhin gewissen Formgesetzen unterworfenen Bruchsteine noch regelloser und für die Verwendung bequemer gestaltete. Steinbrocken oder Kiesel werden die Bauelemente, die, durch ein Bindemittel verkittet, den Namen „Beton“ erhalten. Dieser Entwicklungsreihe nachgehend, ist es folgerichtig, das Betongefüge in Zuschlagmaterialien und Mörtel zu zerlegen.

Durch das Einbetten von Eisen in die plastische Betonmasse wird der Mangel der steinernen Baustoffe in seinen Eigenschaften der Zug-, Schub- und Biegungsfestigkeit beseitigt. Der Eisenbeton kann daher mit derselben Berechtigung als „massiver Baustoff“ angesprochen werden wie der Beton. Ob Bindemittel, Sand und Steine zu einer Masse vereinigt werden oder Bindemittel, Kies und Eisen, ist kein organischer Unterschied, denn das Endergebnis, ein „steinernes“ — nach meiner Ausdrucksweise — „massives“ Bauwerk ist bei allen Ausführungsformen das gleiche.

Das Problem, ein massives Bauwerk mit einem Optimum an Festigkeit und Dichtigkeit synthetisch zusammenzusetzen, wird daher im Sinne der Forderung behandelt, daß die Hohlräume zwischen den Steinen mit dichtem Mörtel gefüllt sein müssen und außerdem ein Mehr an Mörtel zur Verkittung der Steine an ihren Berührungsstellen vorhanden ist. Diese Auffassung hat sich in der Praxis eingebürgert; sie hat für die Ausführung auf dem Bauplatz viele Vorteile.

Wird das Problem wissenschaftlich von Grund aus verfolgt, so führen die Überlegungen zu einer anderen Vorstellungsform. Der vorstehend skizzierte Gedankengang war beim Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Steinen naheliegend, weil die Bauelemente, die Steine, in ihren Größenabmessungen die steinernen Bestandteile des Mörtels, nämlich die Körner des Sandes, weit überragen. Im Beton ist aber ein fast kontinuierlicher Übergang vom gröbsten bis zum feinsten Korn vorhanden. Der Begriff „Sand“ ist nur durch eine willkürlich gewählte Korngröße festgelegt, die nach den Bestimmungen 1925 mit < 5 mm, früher mit < 7 mm, häufig mit < 4 oder auch < 2 mm angegeben wird. Diese gewaltsame Grenzscheide hat zwar praktische Vorzüge, sie entbehrt aber der wissenschaftlichen Überzeugungskraft. Die Trennung kann an anderer Stelle vorgenommen werden. Das künstliche Gestein „Beton“ besteht organisch aus zwei grundsätzlich verschiedenen Bestandteilen:

a) dem „Steinkorngemenge“ bis zur untersten Größengrenze, das weder chemisch noch physikalisch verändert wird und daher bildlich als „tot“ bezeichnet werden kann:

b) dem „Bindemittel“, in erster Linie dem Zement, der nach Zutritt von Wasser chemisch und physikalisch verändert wird und einen „lebendigen“ Bestandteil darstellt. Allmählich kehrt er in den toten Zustand, aus dem er durch den Brennprozeß bei der Fabrikation gewissermaßen geweckt worden ist, zurück.

Die Körnung des toten Materials könnte theoretisch nach Abb. 36 so gestaltet sein, daß die Zwischenräume verschwinden, und daß zur Verkittung des Toten mittels des Lebendigen nur die Umhüllungsschicht von überall gleicher Stärke geringster Abmessung erforderlich ist. Damit wäre das Prinzip des Quadermauerwerks auf den Beton übertragen. Scharfkantiges Material wird sich dieser ideellen Lagerung eher anpassen als abgerundetes, da bei ihm die konvexe Oberfläche überwiegt. Die zur Anpassung erforderlichen konkaven Oberflächenteile fehlen im praktischen Sinne. So ergibt sich die Erfahrung, daß stets Hohlräume vorhanden sein müssen, möge das Korn auch noch so glücklich gemischt sein. Verdichtung durch Stampfen oder andere Mittel wird nur einen Teil der Hohlräume beseitigen können.

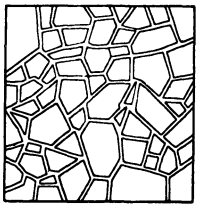


Abb. 36. Lagerung der Körner.

Der fein gemahlene Zement hat, absolut gemessen, eine sehr geringe Korngröße. Die größten Körner, die in nennenswerten Mengen vorkommen, gehen durch die Maschen des 4900-Siebes ($d = 0{,}09$ mm). Sie schließen sich etwa der unteren Korngrenze des Sandes an. Infolge ihrer leichteren Beweglichkeit werden sie willig die größeren Hohlräume aufsuchen. Aber auch sie erfüllen diese nicht restlos, trotzdem sie in sich wiederum sehr gemischtkörnig sind. Siebversuche von Dr. Kühl hatten folgendes Ergebnis:

Zusammenstellung 19. Siebrückstände des Portlandzementes.

Maschenweite in mm	0,235	0,138	0,118	0,090	0,071	0,067	0,045	0,033	0,022	0,017	0,013	0,007	0
Maschenzahl pro cm²	900	2000	4000	4900	7500	10000	22500	40000	90000	160000	250000	1000000	∞
Portlandzement J .	1,9	9,0	14,6	24,3	30,4	37,2	49,2	60,8	72,0	77,2	81,6	90,0	10(

Erst das zugeführte Wasser vermag die letzten Hohlräume auszufüllen, wenn es ihm physikalisch gelingt, die bis dahin vorhandene Luft zu verdrängen. Wird dies unter günstigen Verhältnissen angenommen, so kann aus dem Zementpulver ein dichter Zementstein nur entstehen:

1. Wenn die „lebendigen“ Zementkörner beim Aufnehmen des Wassers in ihrem Volumen in dem Maße anwachsen, daß die Volumenvermehrung den Raum des verbrauchten Wassers ausfüllt;

2. Wenn kein Mehr an Wasser vorhanden ist als die Volumenvermehrung der Zementkörner beträgt.

In welcher Weise Zement und Wasser sich in diesem Sinne verhalten, ist auf Seite 109 näher erläutert. Hier möge noch auf folgendes hingewiesen werden.

Der abgebundene Zement ohne Sandzusatz ist nach angemessener Erhärtungsdauer ein Gestein mit Festigkeiten, die etwa denen eines guten Kalksteines entsprechen. Die Bauelemente, die von dem Zementsteingerippe umklammert und eingeschlossen sind, müssen in ihren Festigkeitseigenschaften sich ihm harmonisch eingliedern, wobei Form und Abmessung der einzelnen Gefügeteile und auch die Zugfestigkeitswerte zu berücksichtigen sind. Ist dies der Fall, so wird der Höchstwert der Betonfestigkeit erreicht. Dichtigkeit wird im allgemeinen bei den einzelnen Körnern des „toten“ Materials selbst vorhanden sein, sie ist also abhängig von der restlosen Hohlraum-

erfüllung durch den aus dem lebendigen Zement infolge Wasseraufnahme sich bildenden Zementstein und dessen eigenen Dichtigkeitseigenschaften.

In diesen Gedankengang gliedert sich die technische Maßnahme, auch Eisen in geeigneter Formgebung und Verteilung der noch plastischen Masse einzufügen, ohne weiteres ein.

Die Gemeinschaftswirkung der Bestandteile des Betons beruht darauf, daß sie genügend fest miteinander verbunden sind, um die aus den Spannungszuständen folgenden Formänderungen gemeinsam ohne Trennung zu ertragen. Erfahrung und umfangreiche Forschungen haben erwiesen, daß die Umklammerung der Eiseneinlagen durch den „Mörtel" des Betons ebenfalls innig und widerstandskräftig genug ist, um eine gemeinschaftliche Formänderung des Verbundgefüges in ausreichendem Maße zu gewährleisten.

Der „massive Baustoff" ist also im wesentlichen und in der äußeren Erscheinung ein steinernes Konglomerat, dessen Bestandteile sich gliedern nach:

den „toten" Bauelementen:

Natürliche oder künstliche Bausteine, grobe Steinkorngemenge (Schotter, Kies usw.), feine Steinkorngemenge (Sand) und Eisen und

den „lebendigen" Bauelementen.

Hierher gehören alle Bindemittel und das Wasser.

Der sehr formenreiehe Aufbau der Konglomerate aus diesen Elementen wird in Anlehnung an die Praxis eingeteilt nach den üblichen Bezeichnungen:

a) Mauerwerk aus natürlichen oder künstlichen Bausteinen,
b) Beton,
c) Eisenbeton.

In den folgenden Kapiteln sind die Eigenschaften der Bauelemente und ihrer Zusammensetzungen beschrieben.

C. Bauelemente.

Die Darstellung der Eigenschaften ist der Aufgabe und dem Umfang des Buches entsprechend auf gedrängte Kürze eingestellt. Grundsatz ist, der Forderung der Praxis die führende Rolle zuzuweisen, deren technische und wirtschaftliche Ausführungsmöglichkeiten durch Einfachheit und Harmonie zwischen Voraussetzung und Wirklichkeit bedingt sind. Die wissenschaftlichen Erkenntnisse aus der Erforschung der Eigenschaften „steinerner Gebilde" sind durch eine Vielseitigkeit gekennzeichnet, deren Einzelheiten nur für den Spezialisten übersehbar sind. Für seine Bedürfnisse steht eine umfangreiche Literatur zur Verfügung, aus der die wichtigsten Arbeiten im Text angeführt sind. Die wissenschaftliche Vertiefung der Ausführungen ist daher in die Form einer sachlichen Kritik der praktischen Belange gekleidet. In jedem Kulturlande braucht die gesunde Entwickelung des Ingenieurbauwesens amtliche Bestimmungen, deren ideelle Aufgabe sein muß, das Optimum der Bauausführung in dem Kompromiß zwischen den oben genannten grundlegenden Forderungen zu erstreben:

Statisch richtig! — Technisch ausführbar! — Wirtschaftlich günstig! — Ästhetisch befriedigend! —

Um auch hier vereinfachend vorzugehen, ist als Beispiel vielfach auf die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton 1925 aufgestellten Bestimmungen Bezug genommen. Die Anpassung an abweichende andere Vorschriften dürfte um so leichter sein, als wirklich einschneidende Unterschiede infolge der internationalen Verbreitung wissenschaftlicher Erkenntnisse und praktischer Erfahrungen selten sind.

I. Tote Bauelemente.

a) Natürliche Bausteine.

Von Professor Dr. Fr. Schöndorf in Hannover.

Als „natürliche Bausteine“ im Sinne dieses Buches werden nur die festen Gesteine behandelt, während die lockeren Gesteinsmassen, die geologisch gleichwohl unter den Begriff Gestein fallen, hier außer Betracht bleiben,

Die wissenschaftliche Haupteinteilung der Gesteine erfolgt nach ihrer geologischen Entstehung. Man unterscheidet:

Eruptivgesteine (Erstarrungsgesteine, massige Gesteine) aus glutflüssigem Zustande in größerer Erdtiefe (Tiefengesteine) oder in schmalen Spalten (Ganggesteine) oder an der Erdoberfläche (Ergußgesteine) erstarrt.

Sedimentgesteine (Schichtgesteine), durch ein Transport- (Wasser, Luft) oder Lösungsmittel (Wasser) mechanisch aus Bruchstücken (Konglomerate, Breccien) anderer zerstörter Gesteine abgesetzt oder chemisch abgeschieden, oder unter Mitwirkung von pflanzlichen oder tierischen Organismen gebildet.

Metamorphe Gesteine (kristalline Schiefer z. T.) durch starken Gebirgsdruck oder vulkanische Kontaktmetamorphose umgewandelte Gesteine vulkanischer oder sedimentärer Herkunft.

Im knappen Rahmen dieses Buches ist es nicht möglich, mehr als nur eine kurze Übersicht der wichtigsten Gesteine und ihrer bautechnischen Eigenschaften zu geben. Hinsichtlich Einzelheiten und genauerer petrographischer Beschreibung mag auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen werden[1]):

a) Übersicht der wichtigsten Eruptivgesteine.

Für die wissenschaftliche Einteilung und Erkennung der Eruptivgesteine ist neben ihrer wesentlichen Mineralzusammensetzung (Feldspat, Quarz, Glimmer, Hornblende, Augit) auch ihr Mineralverband (Gefüge, Struktur) wichtig, der eine Folge ihrer geologischen Erstarrungsart ist.

Darnach unterscheidet man:

Zusammenstellung 20. Eruptivgesteine.

Geologisches Auftreten		Gefüge	+ Orthoklas		+ Plagioklas	
			+ Quarz (+ Biotit, Muskovit, Hornblende)	— Quarz (+ Hornblende, Biotit)	+ Hornblende (Biotit)	+ Augit (± Olivin)
Ergußgesteine	Jungvulkanische	porphyrisch oder glasig	Liparit	Trachyt, Phonolith	Hornblende-Andesit	Augit-Andesit, Feldspatbasalt
	Altvulkanische		Quarzporphyr	Feldspatporphyr	Hornblende-Porphyrit	Melaphyr, Diabas
Tiefengesteine		körnig	Granit	Syenit	Diorit	Gabbro

Die in obiger Übersicht aufgeführten Eruptivgesteine bilden Gesteinsgruppen, welche nach ihrer mineralogisch-petrographischen Beschaffenheit in vielerlei Einzelarten zerfallen.

Technisch wichtig ist für die Gewinnung auch die Absonderung (bankig Granit, plattig Phonolith, säulig Basalt) und das Gefüge (blasig Basaltlava

[1]) Förster, M.: Lehrbuch der Baumaterialienkunde, 1. H., Leipzig 1913. — Herrmann, O.: Steinbruchindustrie und Steinbruchgeologie, 2. Aufl., Berlin 1916. — Rinne, F.: Gesteinskunde, 9. Aufl., Leipzig 1923.

von Niedermendig) und vor allem die Verwitterung (Kaolinisierung der Feldspäte in Granit und Porphyr, Sonnenbrand der Basalte), weil hierdurch die technische Güte des Gesteins sehr wesentlich beeinflußt wird. Das Vorherrschen gewisser Mineralien und ihre Färbung ist wichtig für die Politurfähigkeit, ihre Frische und Spaltbarkeit für die Wetterbeständigkeit und Druckfestigkeit.

Einige bautechnisch wichtige Eigenschaften der Eruptivgesteine sind in folgender Tabelle zusammengestellt. Die mitgeteilten Zahlen beziehen sich nur auf frisches, unverwittertes Gesteinsmaterial, ihre Schwankungen sind bedingt durch wechselnde Mineralzusammensetzung und Strukturabweichungen.

Zusammenstellung 21. Eigenschaften der Eruptivgesteine.

Name	Struktur	Härte	Raumgewicht	Druckfestigkeit kg/cm²		Verwendung
				min	max	
Granit	fein- bis grobkörnig, kristallin	6—6,5	2,5—3	500 mittel 1500	2400—3000	Brückengewölbe, Pfeiler, Ufermauern, Bordsteine, Gehwegplatten, Schotter
Syenit	mittel- bis grobkörnig, kristallin	6	2,5—2,9	800	2500	wie Granit
Diorit	fein- bis grobkörnig, kristallin	6	2,8—3	1600	2800	wie Granit
Gabbro	mittelkörnig, kristallin, auch flaserig	6	2,7—3	700	2400	Pflastersteine, Schotter, seltenes Gestein
Porphyr (Porphyrit)	dichte bis feinkörnige Grundmasse mit Einsprenglingen	6—7	2,4—2,8	1500	3000	Pflastersteine, Schotter, Brücken- und Wasserbauten
Trachyt	feinkörnig, oft porös, bis dicht, mit großen Feldspateinsprenglingen	5—6	2,2—2,5	600	900	Schotter, Hochbau, Werkstein
Diabas	mittelkörnig bis dicht	5—6	2,5—2,9	durchschnittl. 1900		Pflastersteine, Schotter
Basalt (Melaphyr)	meist dicht	6	2,8—3,3	1000 (1100—3500)	5000	Brückenpfeiler, Auflager, Wasserbauten, Pflastersteine, Schotter
Basaltlava	porös, schlackig-blasig	6	1—2,6	160	700	Wasser-, Brücken-, Straßenbau

Als Besonderheit mag erwähnt werden, daß Granite im allgemeinen starke Erhitzung und darauffolgende rasche Abkühlung infolge ihrer verschiedenartigen Mineralzusammensetzung nicht vertragen, daher bei Brandgefahr als Treppenstufen zu vermeiden sind. Trachyte mit großen Feldspateinsprenglingen wittern leicht aus (Kölner Dom), Basalte mit reichlich grünen Olivinen sind nicht frost- und wetterbeständig und technisch zu verwerfen. Vor allem aber ist ein merklicher Gehalt an Schwefelkies (Diabas) wegen der Zersetzung zu Schwefelsäure sehr gefährlich.

b) Übersicht der wichtigsten Sedimentgesteine.

Bei den Sedimentgesteinen, die bei stofflich gleicher Zusammensetzung recht verschiedenartiger Entstehung sein können, empfiehlt sich aus praktischen Gründen eine Gruppierung nach ihrer wesentlichen mineralogisch-chemischen Zusammensetzung, weil diese in erster Linie für ihre technische Verwendung maßgebend ist. Danach unterscheidet man:

1. Kieselige Sedimente: Sande (Kiese, Gerölle), Sandsteine, Quarzite. Sie bestehen vorwiegend aus Quarz, die einzelnen Körner sind durch kieseliges, kalkiges oder toniges Bindemittel mehr oder minder verfestigt oder greifen (manche Felsquarzite) mit gezackten Rändern ineinander. Hierher gehören auch Grauwacke, Kieselschiefer, Feuerstein.

2. Kalkige Sedimente: Kalksteine und Dolomite. Sie bestehen vorwiegend aus kohlensaurem Kalk bzw. Kalk-Magnesia, sind vielfach durch Sand und Ton verunreinigt, oft auch mit organischen Stoffen (Bitumen, Asphalt) oder Eisenlösungen (eisenschüssig) imprägniert. Vielfach sind sie organischen Ursprunges (Muschelkalk, Kalktuff).

3. Tonige Sedimente: Ton, Schieferton, Tonschiefer. Sie enthalten in der Hauptsache Ton (Kaolin), der meist durch fremde Beimengungen gefärbt und durch Sand verunreinigt ist. Merklicher Kalkgehalt erzeugt Mergel bzw. Kalkschiefer, durch Verwitterung entsteht infolge Auslaugung des Kalkes und Ausscheidung brauner Eisenverbindungen der Lehm.

4. Gips: wasserhaltiger schwefelsaurer Kalk, aus Anhydrit durch Wasseraufnahme an der Tagesoberfläche entstanden, quellend, in Wasser leicht löslich, daher oft von unregelmäßigen Hohlräumen durchzogen.

Die Festigkeit und Wetterbeständigkeit eines Sedimentgesteines ist wesentlich abhängig von seinem Bindemittel. Deswegen dürfen Sandsteine mit kalkigem Bindemittel da nicht verwandt werden, wo Säuren (Rauchgase) oder Salzlaugen (Meerwasser) sie berühren. Ein kieseliges Bindemittel erhöht die Härte, macht das Gestein aber spröde und nutzt das Gezähe sehr ab. Toniges Bindemittel quillt im Wasser, ist nicht frostbeständig und weicht auf. Für kalkhaltige Gesteine ist Schwefelkies aus dem früher schon erwähnten Grunde sehr gefährlich.

Zusammenstellung 22. Eigenschaften der Sedimentgesteine.

Name	Struktur	Härte	Raumgewicht	Druckfestigkeit kg/cm²		Verwendung
				min	max	
Sandstein	fein- bis grobkörnig	—	2—2,8	400	2700	Werkstein, Hoch- und Tiefbau, Schotter
Grauwacke	dicht bis grobkörnig	7	2,5—2,8	1000	3000	Bruchsteine, Pflastersteine, Schotter
Quarzit	dicht, kristallin	7	2,5—2,7	—	—	Bruchsteine, Schotter
Kalkstein	dicht bis grobkörnig, z. T. erdig	3—3,5	1,5—3	500	1800	Bruchsteine, Werksteine, Schotter
Dolomit	körnig	3,5—4	2,8	400	1300	Ähnlich wie Kalkstein
Kalktuff (Travertin)	porös, zellig	—	1,5—3	bis 1000		Hochbau, Werkstein
Tonschiefer	dicht	2,5—3	2,7—3,5	600	900	Dachschiefer

c) Übersicht der wichtigsten metamorphen Gesteine.

Die wichtigsten hierher gehörigen Gesteine sind Gneis, Glimmerschiefer, Phyllit und Marmor.

Der Gneis hat im wesentlichen die Zusammensetzung des Granits, von dem er sich durch seine schiefrige Struktur unterscheidet. Feinkörnige Arten mit wenig ausgeprägter Schieferung werden wie Granit verwandt, bekannt ist der „schwedische Granit“, der zu Pflastersteinen verwandt wird. Druckfestigkeit etwa 1700 kg, Raumgewicht 2,4—2,9.

Der Marmor wird in feinkörnigem reinen Zustande zu Bildhauerarbeiten verwandt.

d) Die laboratoriumstechnische Prüfung der natürlichen Bausteine erstreckt sich auf die Feststellung von:

1. Bruchflächenbeschaffenheit.
2. Gewichts- und Dichtigkeitsverhältnisse, spezif. und Raumgewicht, Dichtigkeits- und Undichtigkeitsgrad.
3. Wasseraufnahme und -abgabe, Porenfüllung.
4. Frostbeständigkeit (25 maliges Gefrieren und Auftauen).
5. Druckfestigkeit (trocken, wassersatt, nach 25 maligem Gefrieren).
6. Härtegrad (Mohssche Härteskala).
7. Auswitterung und schädliche Bestandteile.
8. Verhalten gegen Säuren.
9. Feuerbeständigkeit.
10. Petrographische Beschaffenheit.

Näheres vergleiche in:

Hinrichsen-Memmler: Das Materialprüfungswesen. II. Aufl. Stuttgart: Enke 1924.
Hirschwald, J.: Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung, Berlin 1912.
Wawrziniok: Handbuch des Materialprüfungswesens. II. Aufl. Berlin: Julius Springer 1923.

e) Gewinnung und Verarbeitung der natürlichen Bausteine.

Die Gewinnung erfolgt meist im Tagebau, ausnahmsweise auch unterirdisch durch Stollenbau. Nach Abräumung der Verwitterungsdecke (Schwarte, Kummer) wird der Stein in Strossen von 5 bis 10 m Höhe mittels Brechwerkzeugen, Keilen, Unterschrämen, andernfalls durch Sprengen gelöst.

In geologischen Störungszonen liegende Gesteine sind meist stark verdrückt und daher technisch minderwertig.

Die annähernden Kosten für die Steingewinnung, ausgedrückt in Tagesschichteinheiten (8 Stunden) für 1 cbm betragen:

weiches Gestein (Sandstein, Kalkstein, Schiefer)	zu Bruchstein	1,5	Tagesschichten
	zu Werkstein	3,8 bis 6,25	„
mittelhartes Gestein (Kalkstein, Marmor)	zu Bruchstein	2,5	Tagesschichten
	zu Werkstein	6,25 bis 9	„
sehr hartes Gestein (Eruptivgestein, Quarzit)	zu Bruchstein	3,13 bis 3,8	Tagesschichten
	zu Werkstein	bis 17,5	„

Die Bearbeitung erfolgt von Hand oder mittels Maschinen, z. B. Sägen, Fräs-, Hobelmaschinen, Drehbänke, Schleifmaschinen, Steinbrecher. Der Techniker unterscheidet hierbei Hartgesteine (Eruptivgesteine und Quarzit) und Weichgesteine (Kalke, Sandstein).

Nach der rohen Bearbeitung im Steinbruch geschieht auf dem Werkplatz die feinere Bearbeitung:

weiche Gesteine (Sandstein):	harte Gesteine (Granit):
bossieren, spitzen,	bossieren, spitzen,
kröneln,	grob stocken,
grob scharrieren,	fein stocken,
fein scharrieren,	grob schleifen,
schleifen.	fein schleifen,
	polieren.

Die Bearbeitung ist abhängig von der Beschaffenheit des Gesteins, seiner Verwendung und der herauszuarbeitenden Form.

Näheres vergleiche in:

Handbuch der Steinindustrie 1915, II. Bd.: „Technik der Steingewinnung und Steinverwertung“.

b) Künstliche Bausteine.

Nach der Art der Herstellung sind zwei Gruppen zu unterscheiden. Die erste umfaßt alle Steinsorten, die aus einem Brennprozeß hervorgehen, dessen Anwendung auf uralter Tradition beruht. Die zweite Gruppe verdankt ihr Entstehen der schnellen Entwicklung hochwertiger Bindemittel und der Kenntnis der inneren Erhärtungsvorgänge, ist also eine Errungenschaft der letzten Jahrzehnte.

1. Gebrannte künstliche Bausteine.

Der im Naturzustande plastische Ton erleidet durch höhere Hitzegrade, das „Brennen", eine mit der Temperatur wachsende Versteinerung. Geeignete Beimengungen, die entweder im Rohstoff vorhanden sind oder absichtlich zugefügt werden, wie Sand, Kalk, Eisenverbindungen, alkalische oder organische Stoffe, beeinflussen die Eigenschaften des Brenngutes.

Die für das Bauingenieurwesen wichtigen Sorten dieser „Ziegel", „Ziegelsteine" oder „Mauerziegel" sind mit den notwendigsten Daten in der Zusammenstellung 23 angegeben.

Zusammenstellung 23. Künstliche gebrannte Bausteine.

Bezeichnung	Format	Gewicht des Steines (kg)	Raumgewicht (t/m³)	Druckfestigkeit (kg/cm²) [1]
Hintermauerungssteine oder Mauerziegel II. Klasse oder Schwachbrandziegel	normal 25·12·6,5 cm	2,75	1,40	> 100
Mauerziegel I. Klasse oder Mittelbrandziegel	„	bis	bis	> 150
Hartbrandziegel	„	3,5	1,80	> 250
Klinker	„ oder 21·10·5,5 cm	3,5	1,80	> 350
Porige Steine (Luftziegel)	normal	2,0	1,03	60
Hohlsteine	verschieden	verschieden	1,0 bis 1,2	[2]
Formsteine	Radialsteine für Säulen, Gewölbe, Brunnen und Schornsteine, Gesims- und Ecksteine.			
Verblender	Schön- und gleichfarbige, sorgfältig geformte und gebrannte Steine.			

[1]) Die Druckfestigkeitsprüfung gliedert sich nach:

Material- oder Steinfestigkeit: Die würfelförmigen Probekörper werden aus dem Stein herausgearbeitet.

Würfelfestigkeit (Ziegel- oder Körperfestigkeit): Durch Halbieren der Normalsteine und Zusammensetzen der Hälften mit einer fetten Zementmörtelschicht wird ein würfelförmiger Probekörper (12·12·14) hergestellt. — Prüfungsbestimmungen s. DIN 105 „Mauerziegel".

Mauerwerksfestigkeit wird auf S. 87 erläutert. — Sehr interessante und umfangreiche Versuchszusammenstellungen bringt Burchartz: „Luftkalke und Luftkalkmörtel" 1908 (Springer), im II. Abschnitt, S. 100. — Wenn bei Ziegeln der allgemeine Ausdruck „Druckfestigkeit" gebraucht wird, so ist darunter die „Würfelfestigeit" zu verstehen. Bei Formsteinen ist die Würfelform der Probekörper anzustreben. Vielfach wird auch die Prüfung der Formsteine in der Originalform verlangt.

[2]) Für die Prüfung von Hohlsteinen bei ihrer Verwendung als „Deckensteine" sind Versuche an ganzen Steinen vorgeschrieben. Zulässige Spannung $= \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{9}$ der Steindruckfestigkeit je nach Art der Belastung.

Ein guter Mauerziegel soll hell klingen, frei von Kalk- und Steinstückchen und sonstigen groben Verunreinigungen sein, ebene Flächen und Kanten zeigen, mehr als 8 Gew.-% Wasser aufnehmen (Klinker > 5%), schnell austrocknen, weder abblättern noch ausblühen, auch nicht vom Feuer zerstört werden usw.

2. Ungebrannte künstliche Bausteine.

Mit Ausnahme der gegossenen Schlackensteine, die unmittelbar aus Hochofenschlacke durch Gießen in Formen gewonnen, aber fast nur im Straßenbau verwendet werden, beruht die Herstellung auf der erhärtenden Wirkung der Bindemittel Kalk und Zement.

Wird Kalk verwendet, so werden ausreichende Festigkeiten durch Bildung von Kalksilikaten und -aluminaten entweder mittels Dampferhärtung (bei den „Kalksandsteinen") oder mittels Verwendung gemahlener granulierter Hochofenschlacke (sog. Schlackenziegel) erzielt.

Demgegenüber stehen die „Zementkunststeine", die mit Sand oder Feuerungsschlacken als Zuschlag in geeigneten Mischungen angefertigt werden.

Eine besondere Art bilden die als Leichtsteine verwendeten Schwemmsteine aus Bimskies und Kalk und die Kunsttuffsteine.

Zusammenstellung 24 gibt eine Übersicht der künstlichen ungebrannten Bausteine.

Zusammenstellung 24. Künstliche ungebrannte Bausteine.

Bezeichnung	Format	Gewicht des Steines (kg)	Raumgewicht (t/m³)	Druckfestigkeit (kg/cm²)
Kalksandsteine	normal	3,8	1,95	> 140 (Vereinsvorschrift) 75—300 (Versuche)
Schlackenziegel	normal oder 25·12·8	3,2 3,5	1,64 1,80	80—150
Zementkunststeine (1 :3) (mit Sand oder Steinpulver)	verschieden	—	2,0—2,2	200—300 (nach 28 Tagen)
Schlackensteine Zem. : Sd. + Schlacke	normal oder 25·12·10			
1 : 5				80—100
1 : 6				60—80
1 : 8				50—60
1 : 10				40—50
1 : 12				30—40
Schwemmsteine	25·12·9,5 25·12·7,5 normal	2,45 2,00 1,60	0,7—0,95	~ 20

Die laboratoriumstechnische Prüfung entspricht in der Ausführung der bei der Behandlung der natürlichen Bausteine gegebenen Darstellung. Die petrographische Beschreibung entfällt. U. U. kann Schraub- und Nagelbarkeit in Frage kommen.

Literatur betr. natürliche und künstliche Bausteine.

A. Bücher.

Albert: Baumaterialienlehre (Band 17 der „Schule des Bautechnikers"). Leipzig: F. Stade 1902.

Bermbach, J.: Baustoffe, besond. Kunststeine, ihre Herstellung und Verwendung. Köln: 1910.

Bock, O.: Die Ziegelfabrikation. 8. Aufl. Weimar: Voigt 1894.

Bohnagen, A.: Der Kunststein. Handbuch für die gesamte Kunststeinindustrie. Leipzig: B. F. Voigt 1909.
Burchartz, H.: Die Prüfung und die Eigenschaften der Kalksandsteine. Berlin: Julius Springer 1908.
Dümmler, K.: Handbuch der Ziegelfabrikation. Halle: W. Knapp 1914.
Foerster, M.: Lehrbuch der Baumaterialienkunde. 1. Heft: Die natürlichen Gesteine. 2. Heft: Die künstlichen Steine. Leipzig: Engelmann 1912.
Gerhardt, E.: Baustoffkunde. Leipzig: O. Spamer 1921.
Glinzer, E.: Baustoffkunde. 6. Aufl. Leipzig: H. Degener 1920.
Hambloch, A.: Der rheinische Schwemmstein und seine Anwendung in der Bautechnik. Stuttgart: Selbstverlag 1903.
Heusinger u. Waldegg: Die Ziegel-, Röhren- und Kalkbrennerei 5. Aufl. Leipzig: Th. Thomas 1901.
Hirschwald, J: Leitsätze für die praktische Beurteilung, zweckmäßige Auswahl und Bearbeitung natürlicher Bausteine. Berlin: Bornträger 1915.
Koller: Künstliche Baumaterialien, ihre Herstellung und Verwendung. Frankfurt a. M.: Bechhold 1894.
Lehner, S.: Die Kunststeine (Chem.-techn. Bibliothek, Band 257). 2. Aufl. Wien und Leipzig: A. Hartleben 1912
Probst, E.: Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie, 2 Teile. Halle: C. Marhold 1919.
Stoffler, E.: Die Kalksandsteinfabrikation. Berlin: Tonindustrie-Zeitung 1904.
Weiss, K.: Handbuch der Steinindustrie. Band 1 u. 2. Berlin: Union 1915.
Wernicke, F.: Die Herstellung der feuerfesten Baustoffe. 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1921.

B. Zeitschriften.

Tonindustrie-Zeitung. Berlin: Tonind.-Zg.
Baumaterialienmarkt. Leipzig: Baumaterialienmarkt.
Deutsche Töpfer- u. Ziegler-Zg. Halle: W. Knapp.
Ziegel und Zement. Berlin: Ziegel und Zement.

c) Zuschlagstoffe des Betons.

(Magerungsmittel.)

Das lose Haufwerk oder Gemenge von Gesteinskörnern, das mittels der aus Bindemittel plus Wasser entstehenden, versteinernden Masse zu dem künstlichen Konglomeratgestein „Beton“ verkittet wird, ist nach der in der Baupraxis und in behördlichen Vorschriften üblichen Bezeichnungsweise zu gliedern in:

a) Sand.

α) Natürlicher Sand.

Im Urzustande Gruben-, Fluß-, See-(Dünen-)sand.

Nach der Gesteinsart auch benannt als Quarzsand, Kalksand oder Mischungen, Bimssand, Vulkansand usw.

Maschinell zerkleinert — Brech- oder Quetschsand (Granit, Basalt, Dolomit usw.).

β) Künstlicher Sand.

Schlackensand aus granulierter Hochofenschlacke.

Die Korngrößengrenze ist nicht einheitlich. Die amtlichen Vorschriften von 1925 enthalten die Begrenzung mit 5 mm.

b) Kies (Fluß- und Grubenkies).

Kiesel, Kiesgraupen, Kiessteine und Bimskies von 5 mm Korngröße aufwärts.

c) Kiessand,

das natürliche Gemenge von Sand und Kies.

d) Steingrus (Steingrieß),

zerkleinertes Gestein zwischen etwa 5 und 25 mm Korngröße.

e) Steinschlag (Schotter, Splitt),
desgleichen zwischen 25 und etwa 70 mm Korngröße.

Die geologische Landesanstalt hat folgende Vorschläge für eine Normung von Schotter, Kies und Sand gemacht:

Zusammenstellung 25. Normung für Schotter, Kies und Sand.
(Bauing. 1921, Nr. 12 und 19 der Mitt. der dt. Ges. für Bauingenieurwesen.)

	Mehr als 50 % aller Teile haben eine Korngröße von		Mehr als 50 % des Restes haben eine Korngröße von	
Klasse	mm	Name	mm	Name
Schotter	60	Grobschotter	20—2 2—0,05 1—0,01	kiesig sandig lehmig
	60—20	Feinschotter	20—2 2—0,05 1—0,01	kiesig sandig lehmig
Kies	20—10	Grobkies	mehr als 20 2—0,05 1—0,01	schotterig sandig lehmig
	10—2	Feinkies	2—0,05 1—0,01	sandig lehmig
Sand	2—1	Grobsand	20—2 1—0,01	kiesig lehmig
	1—0,5	Mittelsand	20—2 unter 0,5	kiesig lehmig
	0,5—0,05	Feinsand	mehr als 2 unter 0,05	kiesig staubig
Staub	0,05—0,01	Staub	mehr als 0,05 unter 0,01	feinsandig tonig
Ton	unter 0,01	Ton	mehr als 0,05 0,05—0,01	feinsandig staubig

Diese Aufteilung stellt ein Extrem dar, das für praktische Zwecke nicht brauchbar ist. Die Meinungen der Lieferanten und Verbraucher sind auch sehr geteilt über die Frage des Bedürfnisses nach einer eindeutigen Benennung. Bei dem großen Einfluß der Kornzusammensetzung auf die Güte von Mörtel und Beton muß das Streben dahin gehen, die meist allzu rohe Behandlung der Körnungsfrage zu verfeinern. Mit maschinellen Einrichtungen in Großbetrieben und auf bedeutenden Baustellen, gerade im wirtschaftlichen Sinne, ist in letzter Zeit viel Gutes geleistet, große Fortschritte sind aber noch möglich.

Für die Beurteilung der Güte dieser Magerungsstoffe sind folgende Eigenschaften zu prüfen.

1. Kornbeschaffenheit.

Auf der Baustelle ist es häufig lästig, den Unterschied der Korngröße mit den oben erwähnten Namen zu kennzeichnen. Die einfacheren Unterscheidungen: Fein-, Mittel- und Grobkorn haben sich im weitesten Sinne eingebürgert. Hierunter sollte verstanden werden:

Bezeichnung	Korngröße (mm)	Nach den Bestimmungen
Feinkorn	0—2	Sand
Mittelkorn	2—5	Sand
Grobkorn	> 5	Kies und Schotter

E. Probst gibt in seinem „Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie", 2. Aufl. 1922, Verlag C. Marhold, Halle, auf S. 44 folgende Einteilung auf Grund der durchschnittlichen Korngröße der einzelnen Partikelchen:

1. Feinsand: feinkörniger Sand bis $\leqq$ 0,3 mm Korn;
2. gröberer Feinsand (Mittelsand): 0,3 bis 1,0 mm Korn;
3. Feinkies (Grobsand, Schottersand): Körnungen von 1 bis 4 mm;
4. Grus oder Kies (auch Grand genannt): Körnungen von 4 bis 12 mm;
5. Grobkies (oder Schotter): größere Kiese von 12 bis 40 mm;
6. Findlinge: Steine von Faustgröße und darüber.

Eine Funktion der Korngröße ist die Gesamtoberfläche der Körner, die mit der Feinheit des Kornes zunimmt.

Bezüglich der Kornform sind im allgemeinen bei natürlichen Sanden und Kiesen die runden Körner vorherrschend, bei den künstlichen Gemengen die eckigen Formen. Die Oberfläche, auch des runden Kornes, soll möglichst rauh sein.

Die in der Praxis übliche Unterscheidung von „scharfem" und „weichem" Sand, die nur nach dem Gefühl in der Hand erfolgt, ist etwa wie folgt zu bewerten:

Scharfer Sand knirscht beim Reiben, hat vorwiegend eckiges nicht zu feines Korn und ist rein.

Weicher Sand ist geräuschlos beim Reiben, hat vorwiegend feines, rundes Korn und mehr oder weniger erdige Bestandteile.

2. Gewichts- und Dichtigkeitsverhältnisse.

Folgende Gewichtseinheiten sind zu unterscheiden:

Spezifisches Gewicht.

Das Gewicht des poren- und hohlraumfreien Stoffes, festgestellt an dem Pulver, das zwischen dem Sieben mit 900 und 4900 Maschen pro cm^2 verbleibt. Der Grund hierfür ist, daß gröbere Körner noch Hohlräume enthalten können, und daß beim feinsten Staube in der Apparatur die Luft nicht völlig entweicht. Wawrziniok: Materialprüfungswesen, 2. Aufl. 1923, S. 357.

Die Bezeichnung „spez. Gewicht" wird in Praxis und Literatur häufig irrtümlich für Raum- und Litergewicht benutzt. Die Bedeutung des spez. Gewichtes liegt auf wissenschaftlich-physikalischem Gebiet, also der Baustoffkunde. Für die Praxis kommt diese Größe weniger in Betracht. Die scharfe Unterscheidung der für die Praxis bedeutsamen Bezeichnungen „Raum- und Litergewicht" sollte nach der folgenden Definition geschehen:

Raumgewicht.

Das Gewicht des Körpers als Einzelstück, z. B. Sandsteinquader, Ziegelstein, Mauerwerkkörper, Beton usw., der also Poren und Hohlräume aufweist.

Litergewicht.

Das Gewicht eines Gemenges oder Pulvers, das im allgemeinen auf dm^3 als Raumeinheit bezogen wird. Bei der Bestimmung ist anzugeben, ob das Material

eingelaufen (eingefüllt),
eingerüttelt
oder eingestampft wurde.

Eine schärfere Kennzeichnung dieser Zustände ist z. B. bei der Normenprüfung der Zemente gegeben. Maßgebend für die Wahl des Verdichtungsgrades ist der Zweck der Untersuchung, z. B. bei Kies die Betonart (Stampf- oder Gußbeton), für die er bestimmt ist.

Das spez. Gewicht der Zuschlagstoffe schwankt etwa in den Grenzen:

Zusammenstellung 26. Spezifisches Gewicht der Zuschlagstoffe[1]).

Sand (Quarzsand)	2,580—2,660	g/cm³
Kies	2,620—2,645	„
Schotter aus natürlichem Gestein .	2,580—2,780	„
Besondere Werte: Basalt	2,950—3,100	„
Stückschlackenschotter	2,800 - 3,010	„
Schwerer Schlackensand	bis 2,970	„
Bimssand	2,460	„
Leichter Schlackensand	von 2,500	„ an.

Die Abweichungen sind bei den normalen Sorten sehr gering.

Die Angaben über die Litergewichte (Raumgewichte) der Zuschlagstoffe sind nach den obigen Ausführungen notwendigerweise recht schwankende.

Von Einfluß auf die gefundenen Werte ist außer dem Grade der Verdichtung noch die Feuchtigkeit und die Größe und Form der Meßgefäße.

Feuchter Sand hat bis zu einem gewissen Grade der Feuchtigkeit geringere Litergewichte als trockener Sand, besonders im eingelaufenen Zustande, da sich der trockene Sand leichter dicht lagert. (S. Mitt. a. d. M. Pr. A. 1906, Hft. 6, S. 299.)

Zusammenstellung 27. Litergewicht des Sandes[1]).

Wasserzusatz...		trocken	2 %	4 %	6 %	10 %	16 %
Berliner Mauersand	eingelaufen	1,515	1,132	1,130	1,092	1,172	1,500
	eingerüttelt	1,762	1,530	1,570	1,583	1,674	1,923
	mittel	1,639	1,331	1,350	1,338	1,423	1,712

Der Einfluß der Gefäßgröße und -form auf die Ermittelung des Litergewichtes ist aus den Angaben der Zusammenstellung 28 ersichtlich, die aus Versuchen in meinem Laboratorium stammen.

Zusammenstellung 28. Litergewicht des Sandes.
(Mittelwerte aus drei Versuchen.)

Art des Gefäßes						Litergewichte kg			
	Abmessungen cm					Feuchter Sand 6 %		Trockener Sand	
Volumen (l)	Höhe h	Zylinder d	Prisma a	Prisma b	h/d	eingefüllt	eingerüttelt	eingefüllt	eingerüttelt
1	8,4	12,3	—	—	0,68	1,237	1,671	1,600	1,771
1	12,7	10,0	—	—	1,27	1,239	1,690	1,601	1,798
1	16,7	8,7	—	—	1,92	1,245	1,693	1,598	1,770
1	33,2	6,2	—	—	5,36	1,262	1,705	1,630	1,730
2	15,5	12,8	—	—	1,21	1,192	1,630	1,579	1,730
2	22,0	10,8	—	—	2,04	1,227	1,671	1,614	1,761
3	20,0	13,8	—	—	1,45	1,270	1,700	1,610	1,750
6	19,2	20,0	—	—	0,96	1,325	1,700	1,640	1,800
8	20,0	—	20,0	20,0	1,00	1,300	1,690	1,580	1,760
10	22,0	24,0	—	—	0,92	1,330	1,720	1,560	1,740
50	21,6	—	48,0	48,0	0,45	1,340	1,750	1,610	1,780

Einen Überblick über durchschnittliche Litergewichtsangaben und Hohlraumprozente gibt Zusammenstellung 29.

[1]) Memmler-Burchartz, Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl. 1921. Bd. II.

Zusammenstellung 29. Litergewichte und Hohlräume[1]).

Zuschlagstoff	Litergewicht eingefüllt etwa	Hohlraum %	Zuschlagstoff	Litergewicht eingefüllt etwa	Hohlraum %
Schlackensand, leicht . .	0,50—1,00	33	Isarkies < 25 mm . . .	1,57	34
desgl. schwer .	1,00—1,50	36	Elbkies	1,55	26
Bimssand < 3 mm . . .	0,70—0,80	76[2])	Oderkies	1,50	24
Mauersand	1,30—1,50	27	Bimskies 3—10 mm . .	0,40—0,50	44
Leinesand	1,32	25	Leinekiesel 7—40 mm	1,56	40
Rheinsand	1,34	28	Rheinkiesel „	1,45	38
desgl. entfeint . . .	1,48	30	Isarkiesel „	1,49	44
Isarsand	1,44	18	Granitschotter „	1,25—1,41	41
desgl. entfeint	1,57	24	Basaltsplitt „	1,35—1,38	45
Normensand	1,40—1,46	36	Hochofen-		
Dünensand	1,50—1,57	31	stückschlacke „	1,40—1,60	35—40
Grubenkies	rd.1,50	33	Ziegelsteinschlag „	0,99—1,03	
Leinekies	1,42	30	Feuerungsschlacke . . .	0,66—0,70	45
Rheinkies < 25 mm . .	1,49	32	Koksasche	0,70	

Aus dem Unterschied zwischen spez. Gewicht und Litergewicht folgt, daß im Gemenge Hohlräume enthalten sind.

Spez. Gew. $= s$; Litergewicht (Raumgewicht) $= r$. Ein Kiessand habe $s = 2{,}6$ t/m³ od. kg/l; $r = 1{,}5$ t/m³. Der dem Litergewicht fehlende Gewichtsanteil von $2{,}6 - 1{,}5 = 1{,}1$ kg/l entspricht einem Volumen

$$V = \frac{1{,}1}{2{,}6} = 0{,}423 \text{ l},$$

das mit Luft gefüllt ist. Der Kies hat also 42,3 % Hohlräume. Diese Art der Bestimmung hat die Kenntnis des spez. Gewichtes zur Voraussetzung, das in praxi nicht ermittelt wird. Daher wird praktisch der Hohlraum durch Einfüllen von Wasser bestimmt.

Zur Vermeidung von Fehlern infolge der Schwierigkeit, alle Luftblasen aus dem Gemenge zu entfernen, ist in das Meßgefäß, das mindestens 10 l Inhalt haben sollte, zunächst eine schätzungsweise erforderliche, etwas zu gering zu bemessende Wassermenge einzufüllen. Dann ist die Kiesmenge einzuschütten, die im natürlich feuchten Zustande, d. s. rd. 4 bis 5 % Wassergehalt (nicht künstlich getrocknet, auch nicht vollgeregnet!), das Meßgefäß gefüllt hatte. Schließlich ist das Gefäß bis zur 10 l-Marke mit Wasser nachzufüllen. Bei der erwähnten Kiessorte müßte die Bestimmung der Wassermenge 4,23 kg oder l ergeben.

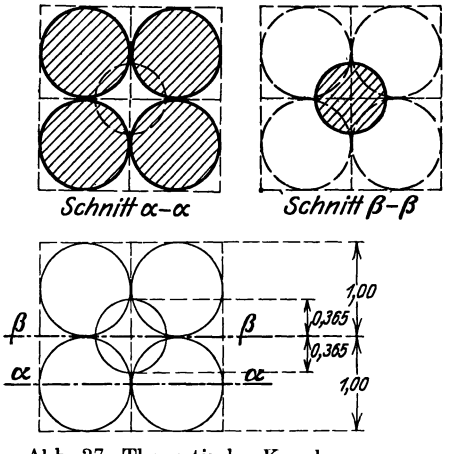


Abb. 37 Theoretische Kornlagerung.

Sollen die Hohlräume mehr oder weniger verdichteter Gemenge ermittelt werden, so ist mit einigen Abänderungen sinngemäß zu verfahren.

Nach den in Zusammenstellung 29 enthaltenen Werten schwankt der Hohlraumgehalt etwa:

bei Quarzsanden	zwischen	18	und	36 %
bei Kiessanden	„	24	„	34 %
bei Schotter (runde Kiesel und Steinschlag)	„	38	„	45 %.

[1]) S. Fußnote S. 57.

[2]) Trockener Bimssand nimmt bis zum wassersatten Zustand rd. 40 % Wasser auf.

Theoretisch hat ein gleichartiges Korngemenge von Kugelform (z. B. Murmeln) bei Lagerung nach dem umschließenden Würfelaufbau Abb. 37 $h = d^3 - \frac{1}{6} d^3 \pi = 0{,}476\, d^3\, h \simeq 48\,\%$ Hohlraum, die im Hohlraum zentrisch eingelagerte Kugel hat den Durchmesser $d' = (\sqrt{3} - 1) \cdot d = 0{,}73\, d$ und das Volumen $0{,}21\, d^2$, verringert also den Hohlraum auf $h' = 27\,\%$, weitere Einlagerungen von Kugeln der nächsten Größenordnungen führen die Verminderung des Hohlraumes weiter. Werden die Kugelachsen bei der Lagerung um die Länge des Radius gegeneinander verschoben, so wird eine dichtere Lagerung erreicht. Der Hohlraum ohne Zwischenlagerung von Kugeln zweiter Größenstufe sinkt dann auf 30,3 %.

Die Oberfläche der Körner wächst erheblich mit Abnahme der Korngröße. Büsing-Schumann: Der Portland-Zement, 1912, S. 138, gibt dazu folgende Zahlenwerte, bezogen auf 1 cbm:

Zusammenstellung 30. Kornoberfläche.

Lagerung	lockerste		dichteste	
d mm	Hohlraum m³	Oberfläche m²	Hohlraum m³	Oberfläche m²
0,75	0,476	4187	0,303	5578
0,50	0,476	6283	0,303	8369
0,25	0,476	12566	0,303	16738
0,125	0,476	25133	0,303	33476

Diese theoretischen Betrachtungen haben aber für die Praxis wenig Wert, da weder die natürlichen noch die künstlichen Gemenge auch nur annähernd der Forderung von Form, Lagerung und Größenabstufung entsprechen. Die Praxis ist auf den Versuch angewiesen, bei dem von der Voraussetzung auszugehen ist, daß das dichteste Gemisch bei gleichartigem Material auch das höchste Litergewicht und den geringsten Hohlraumgehalt hat. Dies wird stets ein gemischtkörniges Gemenge sein. Zur Beurteilung eines Gemenges ist daher die Siebanalyse von Bedeutung. Eine einfache und für praktische Zwecke vollauf genügende Ausführungsform ist aus den Angaben der Zusammenstellung 31 zu entnehmen.

Zusammenstellung 31. Siebanalysen.

Rückstand auf dem Sieb mit Lochweite mm	Beispiele praktischer Siebanalysen							
	Kiessand und Sand				Normensand	Kies und Schotter		
	grob	mittel	fein	Dünensand		Elbkies	Basaltsplitt	Hochofenstückschlacke
40								
25								7,6
15						4,8	8,8	45,0
10						6,8	38,0	30,5
7	19,0	6,9	7,3	0,0	—	10,5	33,9	16,8
4	3,0	3,8	2,2	0,1	— [1]	10,2	6,4	
2	9,0	7,3	3,8	0,1	—	14,3	3,4	
1	19,0	10,3	5,6	0,4	—	18,3	2,9	
1/2	28,5	23,4	14,6	6,1	100	19,3	3,3	
durch 1/2	21,0	48,0	66,5	93,2	— [2]	15,8	3,2	
Summe	99,5	99,7	100,0	99,9	100	100,0	99,9	99,9

[1]) Abweichung 2 % zulässig. — [2]) Abweichung 10 % zulässig.

Die Wahl der Siebart ist verschieden. Die in Zusammenstellung 31 angegebenen Typen bis 7 mm entsprechen dem sog. Knop'schen Siebsatz.

Das Material-Prüfungsamt Lichterfelde verwendet folgende Siebe:

Zusammenstellung 32. Siebe.

Zahl der Löcher auf 1 cm²		1	4	9	20	60	120	324	600	900
Lochweite mm ~	20	10	5	3	2	1	$^2/_3$	$^1/_2$		

Die zeichnerische Darstellung der Analysen nach Abb. 38 gibt ein anschauliches Bild der Kornzusammensetzung (Zusammenstellung 31).

Unter der Annahme gleichen spezifischen Gewichtes der Körner gibt das Litergewicht den Maßstab für die Dichtigkeit des Gemenges. Entstammen der Sand (das Feinkorn) und der Kies (das Grobkorn) verschiedenen Gewinnungsstellen, so kann die dichteste Lagerung auf dem Versuchswege gefunden werden. Aus dem Unterricht der Studierenden in meinem Laboratorium sind die folgenden Werte entnommen. Die Frage lautete,

Zusammenstellung 33. Günstigste Kiesmischung.

Nr.	Mischung %		Litergewichte kg/l (eingerüttelt)				Betonwürfel 20/20 cm 1 : 4 (erdfeucht)[1]	
	Kiessand	Grobkies	1	2	3	mittel	Gewicht kg	Druckfestigkeit kg/cm²
1	100	0	1,80	1,82	1,81	1,81	18,20	258
2	75	25	1,89	1,88	1.87	1,88	18,65	301
3	$66^2/_3$	$33^1/_3$	1,89	1,89	1,89	1,89	18,85	319
4	50	50	1,85	1,85	1,85	1,85	18,50	266
5	$33^1/_3$	$66^2/_3$	1,83	1,82	1,80	1,82	18,45	225
6	25	75	1,77	1,76	1,75	1,76	18,00	171
7	0	100	1,56	1,58	1,58	1,57	16,85	71

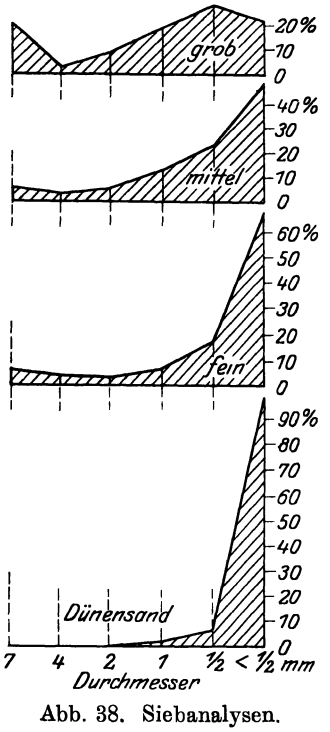


Abb. 38. Siebanalysen.

wieviel Grobkies einem Kiessande von guter Kornmischung noch zuzusetzen sei, um das Optimum an Dichtigkeit des Gemenges zu erhalten.

Die Dichtigkeit wird bis zum Zusatz von 33 % verbessert.

3. Chemische Beschaffenheit.

1. Die Gemenge aus natürlichen Gesteinen.

(Sand, Kies, Schotter usw.) enthalten häufig tonige und lehmige Bestandteile, die schädlich wirken, wenn sie an den Körnern festhaften. Lose beigemischt und in feinverteiltem Zustande sind sie bis zu einer gewissen Grenze nicht nur unschädlich, sondern sogar vorteilhaft. Die obere Grenze wird verschieden beurteilt. Nach Versuchen, die in der Zeitschr. für Bauwesen 1904 S. 316 beschrieben sind, hat ein 10 %-Gehalt noch günstigen Einfluß gehabt. (Vgl. auch Büsing-Schumann: „Der Portlandzement", Verlag Dt. Bauzg. 1912, S. 136.)

Nach Versuchen von L. T. B. Southwiek und

[1]) Zement Wf. 28 = 346 kg/cm².

Geo A. Wellmann (Eng. Rec. 1911 Bd. 63, Nr. 12) vermehrt für eine Mischung 1 : 3 ein Lehmzusatz bis 5 % die Dichtigkeit und Festigkeit des Mörtels. Diese Grenze rückt bei den Mischungsverhältnissen 1 : 4½ und 1 : 6 auf 10 bzw. 20 % herauf.

Die Prüfung erfolgt durch die Schlämmprobe, bei der die im Rührwasser schwebenden Teile auf Fließpapier aufgefangen und gewogen werden.

Pflanzliche, erdige, humus- oder torfartige Beimengungen und das zuweilen vorkommende Schwefeleisen sind schädlich.

2. Von den Zuschlagstoffen künstlichen Ursprunges kommen in Frage:

Ziegelsteinbrocken, die keinen Ätzkalk enthalten dürfen und wegen Gefahr der Auswitterung frei von löslichen Salzen sein sollten.

Feuerungsrückstände in Form von Kesselschlacken, Lokomotivlösche usw. Bei der Verwendung im Eisenbetonbau ist für die Grenze des zulässigen Schwefelgehaltes die Rostgefahr entscheidend. Näheres darüber siehe S. 158. Ihre Verwendung im Betonbau ist in letzter Zeit umfangreicher geworden und hat sich bei sachlicher Behandlung und Prüfung als unbedenklich erwiesen. Sie sollten nur in abgelagertem Zustande benutzt werden, damit vorhandener Ätzkalk durch Regen abgelöscht ist, im frischen Zustand aber gründlich berieselt werden. Über den Einfluß des Schwefelgehaltes sind die Meinungen geteilt. Vielfach wird eine Höchstgrenze von 1 bis 2,5 % Schwefelgehalt als zulässig angeführt[1]). Schlacken mit erheblich höheren Gehalten haben sich indessen als völlig harmlos erwiesen. Viel wichtiger als der prozentuale Gehalt ist die Körnung der Schlacken. In fein verteiltem Zustande ist allein schon wegen der größeren Oberfläche die Reaktionsmöglichkeit gesteigert, aber auch sonst scheint die feine Verteilung ungünstig zu wirken.

Bei Braunkohlenschlacken ist besondere Vorsicht am Platze. In der Doktor-Dissertation Kalk: „Beitrag zur Verwendbarkeit von Feuerungsrückständen im Bauwesen", Hannover 1923, zeigen 12 Analysen von Braunkohlenschlacken min. 6,1 % und max. 33,0 % Gehalt an SO_3.

Schlackensorten, die Kieselsäure in aufgeschlossener Form enthalten, Bimssand, Vulkansande, Hochofenschlackensand, -grus und -schotter, wirken als Zuschlagstoffe günstig, da sie in fein verteiltem Zustande mehr oder weniger zum Bindemittel zu rechnen sind. Versuchsergebnisse, die in der Dokt.-Diss. Kristen, Hannover 1924, verwertet sind, zeigen den günstigen Einfluß des Zusatzes von feinstgemahlenen Hochofenschlacken.

4. Festigkeit und physikalische Eigenschaften.

Im allgemeinen besitzen die als Zuschlagstoffe verwendeten Materialien natürlichen Ursprunges hinreichende Eigenfestigkeit. Weiche Sandsteine und minderwertige Ziegelbrocken dürfen nur für untergeordnete Bauzwecke verwendet werden. Zu beachten ist die Wasseraufnahmefähigkeit. Stark wassersaugende Steine sind ebenso zu vermeiden wie solche mit glasiger Oberfläche.

Frost- und Wetterbeständigkeit sind, wenn auch in geringerem Maße als etwa bei Straßenschottermaterial, zu verlangen.

Die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton", 1925, fassen in § 6 die Anforderungen wie folgt zusammen:

---

[1]) Eurich-Nitzsche: „Die Bedeutung der schwefelsauren Salze der Kohlenschlacken für die Beständigkeit der Schlackenbeton-Erzeugnisse"; Zement 1925, Heft 15/17. Grün: „Schlacken als Betonzuschläge"; Zement 1919, Heft 38.

Sand, Kies und andere Zuschläge.

a) Im Sinne dieser Bestimmungen ist zu verstehen:

unter Sand: Gruben-, Fluß-, See-, Brech- oder Quetschsand, Schlackensand (gekörnte Hochofenschlacke geeigneter Zusammensetzung), Bimssand u. dgl. bis zu höchstens 5 mm Korngröße;

unter Kies: natürliche Kiesgraupen, Kiessteine, Kiesel, Bimskies von 5 mm Korngröße aufwärts bis etwa 70 mm größter Abmessung;

unter Kiessand: das natürliche Gemenge von Sand und Kies;

unter Steingrus oder -splitt: zerkleinertes Gestein zwischen etwa 5 und etwa 25 mm Korngröße;

unter Steinschlag (Schotter): von Hand oder mit der Maschine zerkleinertes Gestein zwischen etwa 25 und etwa 70 mm größter Abmessung.

b) Sand, Kies, Steingrus oder -splitt, Steinschlag (Schotter) und zerkleinerte Hochofenstückschlacke sollen möglichst gemischtkörnig zusammengesetzt sein; sie dürfen keine schädlichen Beimengungen enthalten. In Zweifelsfällen ist der Einfluß von Beimengungen durch Versuche festzustellen.

c) Zweckmäßig wird das Korn der Zuschläge so gehalten, daß die Hohlräume des Gemisches möglichst gering werden.

d) Die als Zuschlag verwendeten Baustoffe sollen in der Regel mindestens die gleiche Festigkeit besitzen, wie der erhärtete Mörtel des Betons. Die Steine sollen wetterbeständig sein.

e) Größere druckfeste Steine können in den Beton eingebettet werden, wenn es Zweck, Art und Abmessungen des Betonkörpers zulassen. Sie müssen sachgemäß verteilt werden, und es muß innerhalb des Betonkörpers ausreichend weiche Betonmasse verwendet werden, um eine vollständig dichte Umschließung dieser Einlagen zu erzielen.

f) Für Bauteile, die laut polizeilicher Vorschrift feuerbeständig sein müssen, dürfen nur solche Zuschlagstoffe verwendet werden, die im Beton dem Feuer widerstehen.

d) Eisen.

Die Beteiligung der Eiseneinlagen an der Gemeinschaftswirkung des endgültig versteinerten massiven Baugliedes hat zur Voraussetzung, daß an den Berührungsflächen die Verkittung und Umklammerung zur Erzwingung gemeinsamer Formänderung hinreicht. Formänderung entsteht aber nicht nur als Folge von Spannung aus Belastung, sondern auch aus den Wärmeschwankungen und dem Erhärtungsvorgang der Bindemittel sowie dessen Magerungsformen Mörtel und Beton.

Die Wärmeausdehnungszahl α des Eisens ist

für Gußeisen 10,6 bis $11{,}1 \cdot 10^{-6}$
für Flußeisen 11,1 bis $12{,}5 \cdot 10^{-6}$
für Flußstahl 10,8 bis $12{,}4 \cdot 10^{-6}$.

Da Mörtel und Beton sehr ähnlichen Dehnungsgesetzen folgen ($\alpha = 9{,}2$ bis $11{,}0 \cdot 10^{-6}$; Deutscher Ausschuß für Eisenbeton 1913, Heft 23), so sind die Trennungskräfte aus Wärmeänderung für die Praxis bedeutungslos.

Der Einfluß der Dehnung infolge der Erhärtungsvorgänge ist dagegen zu beachten, da das Eisen ihr nicht unterworfen ist (s. S. 155ff.).

Das Eisen ist in erster Linie dazu bestimmt, dem Steinmaterial Biegungsfestigkeit dadurch zu verleihen, daß es die mangelhafte Zugfestigkeit verbessert. Daher kommt es fast ausnahmslos in Stabform zur Verwendung. Die Einbettung in kornartiger Verkleinerung, ähnlich dem Kiessande, hat zwar Festigkeitserhöhung zur Folge und ist vielfach versucht worden. Da aber die Zerkleinerung des Eisens teuer ist und die Verteilung dieses Materials an die Stellen, wo seine Mitwirkung statisch besonders erwünscht ist, Schwierigkeiten bereitet, hat diese Ausführungsform sich nur für Sonderzwecke wirtschaftlich gestalten lassen. Das bekannteste Beispiel dieser Art der Eiseneinlagen ist der Kleinlogelsche „Stahlbeton“. Die Sicht- und Gebrauchsflächen von Eisenbetonbauten sind vielfach Beanspruchungen ausgesetzt, die nicht nur auf statischem Gebiete liegen. Im Vordergrunde steht dabei die mechanisch-physikalische Inanspruchnahme, die an die Widerstandsfähigkeit

und Haltbarkeit der Betonflächen oft große Anforderungen stellt. Die Verwendung von Stahlbeton kommt in Frage für Fußböden von Fabrik- und Lagerräumen, für Werkstattböden, Pferdeställe, Kokslöschbühnen und Treppen, Rutschflächen von Silos, Erzbehältern und Kohlenbunkern. Der Kleinlogelsche Stahlbeton besteht aus Zement und einem aus bestimmten hochwertigen

Abb. 39. Härtematerial für Stahlbeton nach Kleinlogel.

Rohstoffen hergestellten metallischen Härtematerial (Abb. 39), er wird als 5 bis 20 mm starker Belag aufgebracht.

Als Eisensorte für stabförmige Bewehrung kommt zur Zeit noch fast ausschließlich Flußeisen zur Verwendung. Gußeisen eignet sich nur für reine Druckbeanspruchungen und hat infolgedessen nur ein beschränktes Nutzungsgebiet. (Empergers „Umschnürtes Gußeisen" siehe „Eine neue Verwendung des Gußeisens" usw. 1912, Ernst & Sohn.) Die Einführung eines hochwertigen Stahls im Eisenbau ist in den Jahren 1924/25 Gegenstand lebhaftester wissenschaftlicher und wirtschaftlicher Erörterungen gewesen, mit dem Ergebnis, daß die von der Deutschen Reichsbahngesellschaft herausgegebenen „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St. 48" vom 10. 11. 24 allgemeine behördliche Anerkennung gefunden haben.

Die neuesten größeren Veröffentlichungen betr. „St. 48" sind zu finden in:

Bautechnik 1924, S. 223: „Schaper: Hochwertiger Stahl für eiserne Brücken- und Ingenieurhochbauten".
Bauing. 1924, S. 715: „Fr. Voss: Zur Verwendung hochwertigen Stahles im Bauwesen."
Bautechnik 1924, S. 560—561: „P. Pieper: L. H. L.-Hochbaustahl".
Stahleisen 1924, Heft 51: „Herstellungsverfahren und Eigenschaften des Edelstahls". 127 S.
Bautechnik 1924, S. 595—596: „Erlinghagen: Über hochwertigen Baustahl".
Schweiz. Bauzg. 1925, Heft 4: „Ros: Der neue deutsche hochwertige Baustahl ‚St. 48'."

Die „Bestimmungen 1925" enthalten auch für massive Bauwerke entsprechende Vorschriften für die Verwendung dieses Materials.

Eisen (Stahl). Das Eisen muß den Mindestforderungen genügen, die in den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, Normblatt 1000 des Normenausschusses der Deutschen Industrie enthalten sind. Das Eisen darf zum Zwecke der Prüfung weder abgedreht noch ausgeschmiedet oder ausgewalzt werden; es ist also stets in der Dicke zu prüfen, wie es angeliefert wird.

Anzahl und Durchführung der Proben richten sich ebenfalls nach den genannten Vorschriften.

Die Kaltbiegeprobe soll in der Regel auf jeder Baustelle durchgeführt werden; dabei muß der lichte Durchmesser der Schleife an der Biegestelle gleich dem doppelten Durchmesser des zu prüfenden Rundeisens sein (bei Flacheisen gleich der doppelten Dicke). Auf der Zugseite dürfen dabei keine Risse entstehen.

Für Bauteile, die besonders ungünstigen, rechnerisch nicht faßbaren Beanspruchungen ausgesetzt sind, kann die Baupolizeibehörde ausnahmsweise die Prüfung auf Zug verlangen.

a) Eisen (Handelseisen). Für die Zugfestigkeit muß der in den obengenannten Vorschriften angegebene Mindestwert, 3700 kg/cm², eingehalten werden.

b) Stahl St 48. Mit St 48 ist ein hochwertiger Kohlenstoffstahl bezeichnet, dessen Zugfestigkeit nachweislich zwischen den Grenzen 4800 und 5800 kg/cm² liegt und der eine Bruchdehnung von mindestens 18 % hat.

Der Stahl muß durch eine eingewalzte durchlaufende Marke vor der Verwechslung mit gewöhnlichem Eisen (Handelseisen) geschützt sein.

Die praktische Einführung dieses Stahls im Massivbau ist noch in den Anfangsstadien der Entwicklung. Wenn auch die neuzeitlichen hochwertigen Zemente die Herstellung eines Betons von äquivalenter Güte gewährleisten, so ist bei der Eigenart der Eisenbetonquerschnitte die Wirtschaftlichkeit der Verwendung hochwertigen Stahls nur selten nachzuweisen. Näheres über diese Frage enthalten die Aufsätze Geßner-Nowack: „Hochwertiger Beton mit Stahleinlagen" Beton Eisen, Heft 4 vom 20. 2. 25, Otzen: „Die Bedeutung der hochwertigen Zemente für die Praxis", II. Teil. Bauing. 1925, S. 622. Die zielbewußte Erforschung des Verhaltens der beiden veredelten Baustoffe zueinander wird aber sicherlich die Wege weisen, wie der stahlbewehrte Beton auch in wirtschaftlichem Sinne zu behandeln ist. Geeignete Bauaufgaben bietet die Praxis in reicher Fülle.

Je nach den statischen Anforderungen und Voraussetzuugen werden Eisenstäbe mit eigener Biegungsfestigkeit (steife Walzprofile oder Fachwerksträger; sog. „steife Eiseneinlagen") oder ohne eigene nennenswerte Biegungsfestigkeit (Rundeisen, Flacheisen, Quadrat- oder Façoneisen; sog. „schlaffe Eiseneinlagen") gewählt. Einer Verwendung von Drahtseilen stände theoretisch nichts im Wege, eine eingehendere Untersuchung ist wohl wegen der wirtschaftlichen Nachteile und mannigfacher technischer Schwierigkeiten bei den bisherigen Ausführungsarten noch nicht durchgeführt.

Die Verwendung von „Rundeisen" ist, namentlich in Deutschland, vorherrschend. Das als „Handelsflußeisen" bezeichnete billigere Material hat sich nach Versuchen des deutschen Betonvereins und des deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1912/13 zur Verwendung im Massivbau als dem Bauwerkseisen hinreichend gleichwertig erwiesen.

In Zusammenstellung 34 sind die für die Beurteilung des Eisens wesentlichen Daten der Festigkeits- und Dehnungsverhältnisse enthalten.

Wenn diese Werte auch einen brauchbaren Maßstab für die Beurteilung geben, so ist die Kenntnis der Streckgrenze ebenfalls von großer Wichtigkeit.

Zusammenstellung 34. Festigkeits- und Dehnungszahlen.

Eisensorte	Gußeisen	Flußeisen	Stahl 48	Flußstahl	Bezeichnung	Einheit
Elastizitätszahl . .	1 000 000	2 150 000	~ 2 100 000	2 200 000	E	kg/cm²
Gleitzahl	290 000—400 000	830 000	—	85 000	G	„
Proportionalitätsgrz.	—	1800—1900	—	2500—5000	σ_P	„
Elastizitätsgrenze . .	660 (Zug) 1700 (Druck)	2000—2400	—	2400	σ_E	„
Streck- od. Fließgrenze	—	2500—3000	> 2900	> 2800	σ_F	„
Zugfestigkeit	1200—1800	3700—4400	> 4800	4500—8000	σ_B	„
Dehnung	—	> 20 %	> 18 %	10—22 %	δ	—

Das bekannte Dehnungsschaubild für Zugspannungen (Abb. 40) zeigt, daß nach Eintritt der Fließgrenze eine erhebliche Dehnungsvermehrung ohne Spannungszuwachs (z. T. sogar bei geringem Spannungsabfall) eintritt. Während im Proportionalitätsbereich die Dehnung pro 1000 kg/cm² rd. 2 ‰ beträgt, ist sie an der Fließgrenze 1 bis 2 % der Meßlänge.

Die Elastizitätszahl in diesem Zustande (Strecke $F - F'$ Abb. 40) sinkt demnach auf $E_F = \frac{2800}{0{,}015} \cong 187\,000$ kg/cm².

Die Dicke der Stäbe ist auf die Festigkeitswerte nicht ohne Einfluß.

Zusammenstellung 35.

	Durchmesser mm	Zugfestigkeit σ_B kg/cm²	Fließgrenze σ_F kg/cm²	$\frac{\sigma_F}{\sigma_B}$	Dehnung %	Versuche
Deutsches Handelsflußeisen	7	4220	2990	0,71	27	Staatl. Material-Prüfungsamt Lichterfelde 1912/13
	10	4120	2880	0,70	29	
	15	4220	2830	0,67	29	
	20	4100	2700	0,66	30	
	25	3850	2420	0,63	29	
	30	3880	2480	0,64	29	
Österr. Handelsflußeisen	16	4350	3400	0,78	35	Saliger Ing.-Laboratorium Techn. Hochsch. Wien.
	20	4400	3450	0,78	32	
	26	3890	2790	0,72	36	

Ferner spielen Herstellungsart und Bearbeitung eine Rolle. So werden durch Verdrehung im kalten Zustande Zugfestigkeit und Streckgrenze nach oben verschoben (Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, I. Band, Berlin 1923, S. 90).

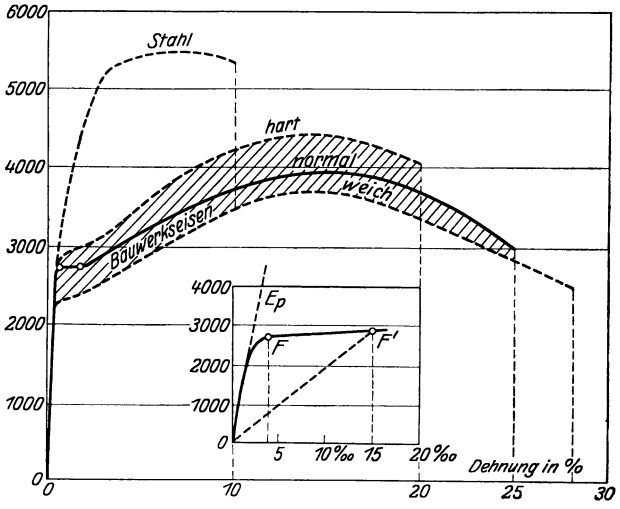


Abb. 40. Dehnungsschaubild des Eisens.

In der Literatur wird die Übersicht der Gewichte und Flächeninhalte gewöhnlich für 1 bis 10 Stück Rundeisen gegeben. Gleichzeitig werden meist die n-fachen Werte der Flächen ($n = 15$) vermerkt, da die Praxis der Eisenbetonrechnung diese Zahlen braucht. Die Durchmesser sind gestaffelt nach dem Vorschlage des NDI (DIN Blatt Nr. 488), der im Interesse der Vereinfachung und Vereinheitlichung der Rechnung sehr zu begrüßen ist.

Versuche, Eiseneinlagen zu verwenden, deren Oberfläche die Verklammerung mit dem Beton verbessert, sind namentlich in der angelsächsischen Praxis, und zwar früher mehr als heute, zahlreich gemacht. Die Flacheisenform wurde bald als unrationell verlassen, kleinere Walzprofile der gängigen Formen kommen für Sonderzwecke vor. Eine bekannte Ausführung ist das sog. Ransome-Eisen, verdrehte Quadrateisen oder Rundeisen.

Die Kaltverdrehung beeinflußt Streckgrenze und Zugfestigkeit in steigerndem Sinne, setzt aber die Dehnungsfähigkeit herab.

Zusammenstellung 36. Kaltverdrehtes Eisen.

Eisen d	Verdrehung auf 20 cm	Streckgrenze σ_S	Zugfestigkeit σ_B	Dehnung δ
		(σ_S, σ_B und δ für unverdrehtes Eisen gleich 100 %)		
10 mm	360°	—	105 %	46 %
20 mm	180°	124 %	107 %	61 %

(Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, I. Bd., 1923 S. 90.

Die Verminderung der Dehnungsfähigkeit ist ungünstig. Anschauliche Darstellungen von amerikanischen Sonderformen, gezahnten und gerippten Eisen (Johnson); Knoteneisen (Thacher und Havemeyer), schräg gerippte Eisen (Diamond-Mueser) bringt Probst S. 91. In Deutschland

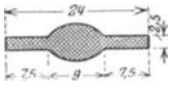
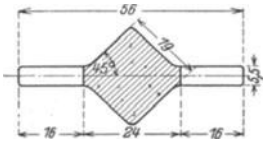


Abb. 41. Kahn-Eisen, kleines Profil.



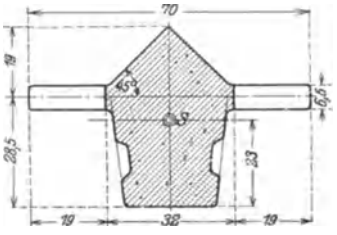


Abb. 42a u. 42b. Kahn-Eisen, zwei größere Profile.

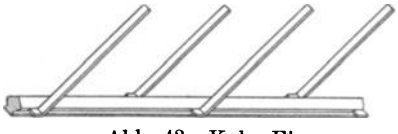


Abb. 43. Kahn-Eisen mit aufgeschnittenen Lappen.

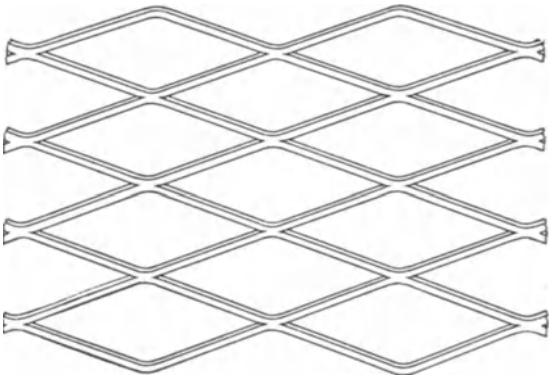


Abb. 44. Streckmetall.

Abb. 45. Grätenstreckmetall.

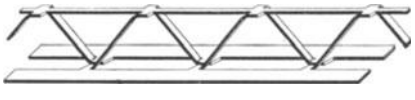


Abb. 47. Nietloser Gitterträger.

werden die Kahn-Eisen (Abb. 41 zeigt ein kleines, Abb. 42a und 42b ein größeres Profil, Abb. 43 ein Profil mit aufgeschnittenen Lappen) angewendet, deren abgebogene Lappen Bügel und Schrägeisen zum Teil ersetzen können.

Für Platten kommen geflochtene Dreiecksnetze und das „Streckmetall" (Abb. 44) mit den Abarten Grätenstreckmetall (Abb. 45) und hochgeripptes Eisen (Abb. 46, „Hy Rib") zur Verwendung.

Abb. 46. Hochgeripptes Eisen.

Von fabrikmäßig hergestellten steifen Eiseneinlagen sind als bekannteste die „nietlosen Gitterträger" (Abb. 47) und die „Bulb-(Pohlmann-) Eisen" (Abb. 48) zu nennen.

Schließlich werden auch Eisenbewehrungen für Balken und Säulen in Typenformen fabrikmäßig hergestellt.

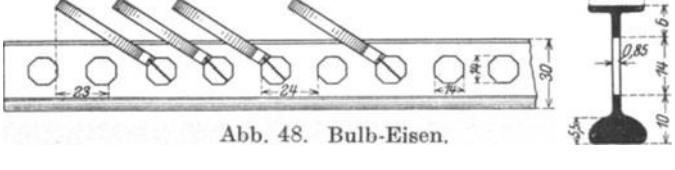


Abb. 48. Bulb-Eisen.

Zusammenstellung 37. Holztabelle.

Holzart		Raumgewichte: Grünes Holz rd. 45 % Wasser	Raumgewichte: Trockenes Holz 10—15 % Wasser	Raumgewichte: Gedarrtes Holz	E t/qcm	Festigkeit (kg/cm²): Druck	Festigkeit (kg/cm²): Zug	Festigkeit (kg/cm²): Biegung	Schubfestigkeit ∥ Faser kg/cm²	Schubfestigkeit ⊥ Faser kg/cm²
Kiefer	max	1,03	0,74	0,55	150	766	1797	2059	60	—
	min	0,38	0,31	0,47	86	246	345	460	31	—
	mittel	0,786	0,51	0,52	120	600	800	650	50	214
Fichte	max	1,07	0,60	0,47	165	612	1684	1163	67	259
	min	0,40	0,35	0,42	81	243	395	380	41	219
	mittel	0,628	0,47	0,44	119	350	750	550	47	219
Tanne	max	1,23	0,60	0,50	143	520	1181	971	63	273
	min	0,77	0,37	0,48	77	283	503	337	31	68
	mittel	1,000	0,48	0,49	114	450	750	550	54	74
Eiche	max	1,28	1,03	0,70	195	869	1682	1541	162	281
	min	0,87	0,69	0,63	81	237	491	253	75	91
	mittel	1,082	0,86	0,66	120	550	950	600	87	198
Buche	max	1,25	0,82	0,77	180	809	1973	1425	85	391
	min	0,92	0,62	0,68	83	320	550	669	67	95
	mittel	0,988	0,72	0,72	112	750	1350	1400	79	243

Zusammenstellung 38. Zulässige Spannungen für Holz.

Zulässige Spannungen für gesundes lufttrockenes, möglichst gerade gewachsenes Nadelholz ohne Äste in den gefährlichsten Querschnitten (Deutsche Bauztg. 1919, Nr. 7 u. 9, Lang).

Art der Belastung	Für Dauerbauten: ruhig	Für Dauerbauten: stark bewegt	Für vorübergehende Bauten: ruhig	Für vorübergehende Bauten: stark bewegt
Zugspannung, längs σ_z^l	100	$\leqq 80$	100	$\leqq 100$
Zugspannung, quer σ_z^q	0	0	0	0
Druckspannung, längs σ_d^l	80	$\leqq 60$	100	$\leqq 80$
Druckspannung, quer σ_d^q	12	$\leqq 8$	15	$\leqq 10$
Scherspannung, längs τ^l	10	$\leqq 8$	14	$\leqq 11$
Scherspannung, quer τ^q	35	$\leqq 30$	40	$\leqq 34$
Biegungsspannung σ_b	90	$\leqq 70$	100	$\leqq 90$

e) Holz.

Da das Holz für die Hilfskonstruktionen des Massivbaues als Baustoff Verwendung findet, werden einige kurze Angaben hierunter zusammengestellt.

Zusammenstellung 37 enthält Gewichts-, Elastizitäts- und Festigkeitszahlen. Die angegebenen Größt- und Kleinstwerte für die Festigkeit, die für schlechte und gute Sorten stark voneinander abweichen, sind aus den Veröffentlichungen von A. Jackson, C. Bach und R. Baumann[1]) zusammengestellt.

[1]) „Der anatomische Aufbau des Holzes" von Dr. ing. A. Jackson in dem Buch „C. Kersten, Freitragende Holzbauten", Berlin: Julius Springer 1921. — C. Bach und R. Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Berlin: Julius Springer, 2. Aufl. 1921. — Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 231: „Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart" von R. Baumann. Berlin: Verlagsbuchhandlung Julius Springer 1922.

Zusammenstellung 39. Einpressungen des Holzes.

Versuch	Mörsch*)		Bauing.-Labor. Hannover		Bemerkung
Druck kg/cm²	Einpressung in mm				
	Tanne	Buche	Kiefer	Eiche	
10	0	0	0	0	
20	0,5	0	0,30	0,05	
30	2,0	0,2	0,76	0,15	
40	3,5[1])	0,5	1,2	0,27	[1]) Abreißen der Faser und Bruch.
50	—	0,7	1,9[2])	0,41	
60	—	1,0	5,1	0,49	[2]) Reißen der Faser.
70	—	1,75[4])	—[3])	0,56	[3]) Zerstörung.
80	—	3,0	—	0,62	[4]) Abscheren.
90	—	5,2	—	0,70	
100	—	8,7	—	0,80	
120	—	—[5])	—	1,04	[5]) Zerstörung.
140	—	—	—	1,8[6])	[6]) Beginn der Abscherung.
160	—	—	—	2,8	
180	—	—	—	6,0[7])	[7]) Bruch d. Stempels.
Abmessung der Schwelle	14/20/60 cm		14/19,5/60 cm	41/10,3/8,4 cm	
Druckfläche	260 cm²		253,5 cm²	86,5 cm²	

*) Schweiz. Bauzg. 1910, Heft 23 u. 24. — NB. Versuche Dr. Trauer: Eisenbau 1919, Heft 7. — Abb. 50a und 50b zeigen die Einpressungen an Kiefern- und Eichenholz.

Unter „mittleren Werten" sind z. T. die aus Versuchen im Bauingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Hannover hervorgegangenen Zahlen angegeben, z. T. sind sie aus der Literatur entnommen.

Die zulässigen Spannungen sind in Zusammenstellung 38 eingetragen.

Sehr zu beachten ist die Notwendigkeit, beim Druck quer zur Faser nur geringe Spannungen zu wählen. Abb. 49 und Zusammenstellung 39 zeigen, daß die Formänderungen bei dieser Belastungsart sehr große sind.

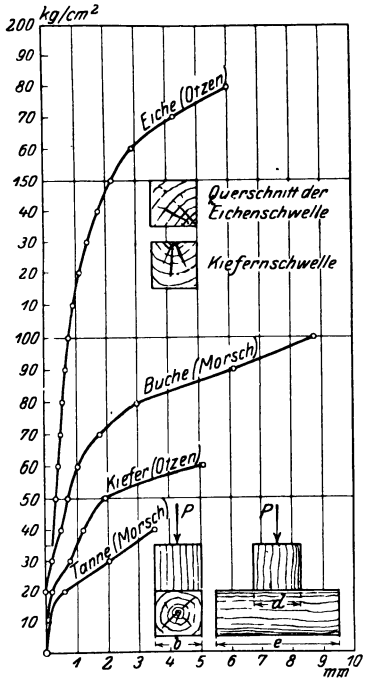


Abb. 49. Einpressungen.

Die Versuchsergebnisse werden verschieden ausfallen je nach Lage der Jahresringe und der Kantholzfläche zum Stammquerschnitt.

Jackson beurteilt die in Abb. 51 gegebenen Möglichkeiten wie folgt:

A infolge Belastung der festeren Zellen der Herbstringe hochwertiger als *B* und *C*;

B und *C* ziemlich gleichwertig;

D unbestimmt im Vergleich zu *A*;

E am geringwertigsten, da Jahresringrichtung unter $\sim 45^0$ Abgleiten und Abscheren erleichtert.

Schließlich sei noch auf einen sehr praktischen Vorschlag Jacksons verwiesen, der in Abb. 52 veranschaulicht ist. Die Spannungsgrößen des Holzes werden durch eine Spannungsellipse dargestellt. Die Hauptachsen sind:

a Druckspannung längs der Faser, z. B. 60 kg/cm²,
b „ quer zur Faser, „ „ 15 kg/cm²,

Im Schrägschnitt der Abb. 52 wird $\sigma_{zul} = 21$ kg/cm².

Diese Annahmen dürften der Wirklichkeit sehr nahe kommen.

Sehr umfangreiche neuere Versuche sind in Stuttgart durchgführt und von Baumann veröffentlicht: „Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Mat.-Prfgs.-Anstalt der Technischen Hochschule Stuttgart“, Forschungsarb. V. d. I. 1922, Heft 231.

Vor allem sei aber auf das erschöpfende Buch von Lang: „Das Holz als Baustoff“, 1915, Kreidels Verlag, hingewiesen.

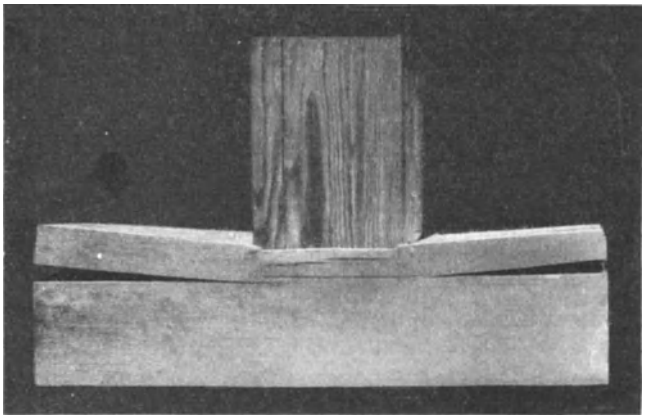


Abb. 50a. Einpressung in Kiefernholz.

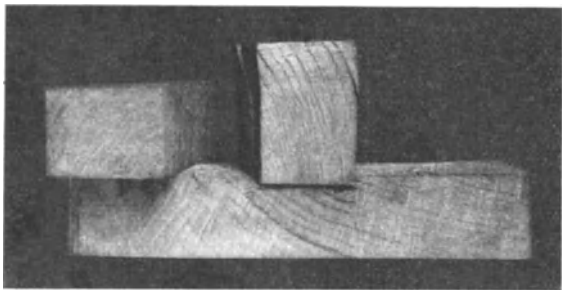


Abb. 50b. Einpressung in Eichenholz.

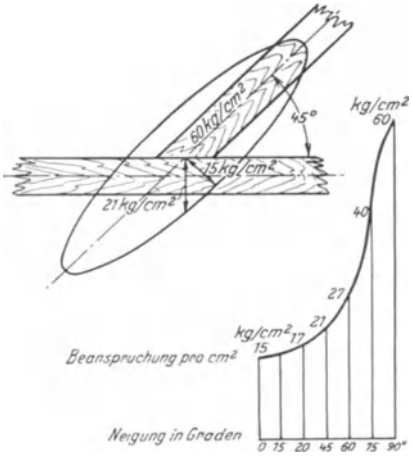


Abb. 52. Spannungsellipse für Holz.

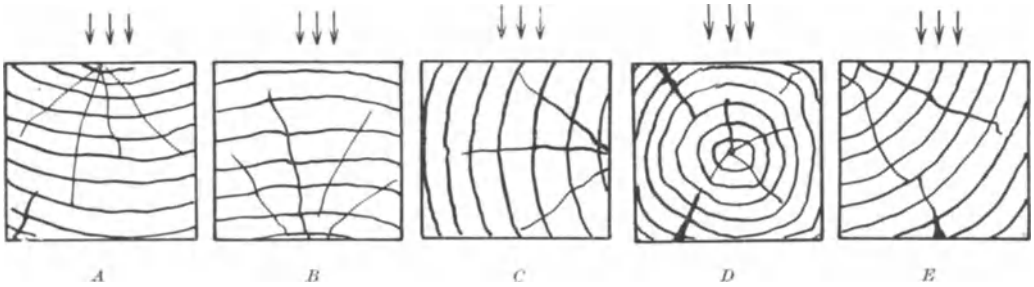


Abb. 51. Möglichkeiten der Druckbeanspruchung.

II. „Lebendige“ Bauelemente.

a) Bindemittel.

Das Problem, die losen „toten“ Bauelemente, natürliche, künstliche Bausteine, Steinkorngemenge und Eisen zu einer mehr oder weniger festen Baueinheit, Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton zusammenzuschließen oder zu verkitten ist durch die Eigenschaft der „Bindemittel“ gelöst, aus dem durch

Zugabe von Wasser entstehenden plastischen Zustand in den festen Zustand überzugehen, d. h. zu „versteinern“ und dabei gleichzeitig an den toten Bauelementen so innig zu haften und sie so wirkungsvoll zu umklammern und zu verkitten, daß bei harmonischer Abstimmung der Eigenschaften der beiden Grundelemente gegeneinander innerhalb der zulässigen Spannungsgrenzen alle Formänderungen gemeinsam ertragen werden, ohne daß eine Loslösung der Teile erfolgt.

Die Kräfte des Bindens sind in den geeigneten Rohstoffen, deren wichtigste Kalk, Ton (d. i. Mischungen von Oxyden des Siliziums, Aluminiums und Eisens) und Magnesia in den verschiedensten Verbindungen sind, latent. Bildlich gesprochen schlummern sie im Urzustand, werden durch den Brennprozeß geweckt und reaktionsbegierig gemacht. Beim Zusammentreffen mit Wasser kehren sie z. T. unter den verwickelsten chemischen und physikalischen Vorgängen in den steinernen Ursprungszustand wieder zurück.

Einer systematischen Aufteilung der überreichen Fülle der Bindemittelsorten stehen als größte Hemmung die verschiedenen Anforderungen und Bedürfnisse des praktischen Bauwesens und der wissenschaftlichen Baustoffkunde entgegen. Zweck des Buches und Lebensaufgabe des Verfassers ist es, unter Voranstellung der werktätigen schöpferischen Arbeit des Ingenieurs die Ergebnisse wissenschaftlicher Forschung in vereinfachender Zusammenfassung für die Praxis nutzbar zu machen.

Eine „Übersicht der Bindemittel“ gestaltet sich vom Standpunkt des einfachen Baupraktikers, der unter „Bindemittel“ das gemagerte Bindemittel, den „Mörtel“ versteht, etwa wie folgt:

Untere Grenze: Luftkalkmörtel.

Obere Grenze: Hochwertige Zementmörtel.

Übergänge: Schwach hydraulische Kalkmörtel, stark hydraulische Kalkmörtel (Zementkalk, Kalkzement, Wasserkalk); verlängerter Zementmörtel (Kalk und Zement); Traßkalkmörtel (Kalk und Naturtraß); Schlackenzement (Kalk und Hochofenschlacke) und Linkkalk (Kalk und künstlicher Traß), Kalktraß-Zementmörtel, normenmäßige Handelszementmörtel (Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement).

Unter „hydraulisch“ wird die Eigenschaft verstanden „unter Wasser“ zu erhärten. Sie fehlt der unteren Grenze, dem Luftkalk, steigert sich allmählich in den Übergangsformen, und ist etwa vom Kalktraßmörtel an voll erreicht.

Vom Standpunkt wissenschaftlicher Methodik aus ist ein einwandfreier Anfbau erläutert in dem Werk „Kühl u. Knothe: Die Chemie der hydraulischen Bindemittel“.

Die wichtigste Vorarbeit ist enthalten in Schoch: Die moderne Aufbereitung und Wertung der Mörtelmaterialien“, 3. Aufl., 1913 (Verlag Tonind.-Zg.).

In den nachstehenden Ausführungen ist der Versuch gemacht, im Sinne des oben genannten Gedankens eine zusammenfassende vereinfachte Übersicht zu gestalten.

Übersicht der für den Bauingenieur wichtigen Bindemittel.

Träger der Erhärtung.

A. Kalk.

B. Verbindungen von Kalk und Ton.

C. Magnesia und Kalk.

D. Verbindungen zwischen Magnesia, Kalk und Ton.

E. Schwefelsaurer Kalk (Gips).

Im einzelnen ergibt sich folgende Einteilung, der von Seite 72 an eine kurze Beschreibung beigefügt ist.

A. Kalk.

Rohstoff: Hochprozentiger Kalkstein.

Bindemittel: Luftkalk (Weiß- oder Fettkalk).

B. Verbindungen zwischen Kalk und Ton.

Rohstoff { natürlich: Kalkstein, tonige Kalksteine (Mergel), Ton.
künstlich: Hochofenschlacken, kieselsäurereiche Erden besonderer Art.

Bindemittel.

I. Bindemittel, die nach Brand und Vermahlung keinen Zusatz ergänzender Bindestoffe erhalten:

a) Rohstoffe im Naturzustande, aufbereitet, gebrannt und vermahlen.
1. Hydraulische Kalke.
2. Romanzement.
3. Naturzement.

b) Rohstoffe, künstlich gemischt, aufbereitet, gebrannt und vermahlen.
1. Portlandzement — einschließlich der hochwertigen Sorten.
   α) kieselsäurereich,
   β) tonerdereich,
   γ) eisenoxydreich (Erzzement).
2. Schmelzzement (Alzement, Alcazement).

II. Bindemittel, die nach dem Brand einen Zusatz eines ergänzenden Bindestoffes erhalten und gemeinsam vermahlen werden:

a) Ausgangsstoffe sind kalkreiche Bindemittel und Hochofenschlacke.
1. Hochofenschlacke mit Zusatz von Kalk.
   α) Schlackenzement.
2. Portlandzement mit Zusatz von Hochofenschlacke.
   α) Eisenportlandzement.
   β) Hochofenzement.

b) Ausgangsstoffe sind kalkreiche Bindemittel und kieselsäurereiche Erden natürlichen Vorkommens.
1. Puzzolanerde
2. Santorinerde
3. Traß

} mit Kalk oder hydr. Kalk, mit Kalk + Zement oder mit Zement.

c) Ausgangsstoffe sind kalkreiche Bindemittel und industrielle Abfallprodukte von besonders großem nnd reaktionsfähigem Kieselsäuregehalt.
1. Ziegelmehl
2. sog. Si-Stoffe
3. künstlicher Link- oder Stahltraß

} mit Kalk, hydr. Kalk, mit Kalk + Zement oder mit Zement.

C. Magnesia und Kalk.

Die Magnesia ist wegen ihrer nahen chemischen Verwandtschaft mit dem Kalk bei richtiger Behandlung geeignet, den Kalk bis zu einem erheblichen Grade zu ersetzen.

(NB. Kiepenheuer: Kalk und Mörtel, 1907, Selbstverlag.)

Rohstoff: Dolomit.

Bindemittel: Magnesia- oder Dolomitkalk (Graukalk).

D. Verbindungen zwischen Magnesia, Kalk und Ton.

Rohstoff: Tonhaltiger Dolomit.

Bindemittel: I. Schwarzkalk.
II. Dolomitischer Romanzement.

E. Schwefelsaurer Kalk.

Rohstoff: Gipsstein.
Bindemittel: I. Estrichgips.
II. Stuckgips.
III. Leukolith.

Besprechung der einzelnen Bindemittel nach folgenden Gesichtspunkten.

1. Wahl der Rohstoffe und ihre Verarbeitung.
2. Der Chemismus des Bindemittels.
3. Das Handelsprodukt.
4. Die schädigenden Stoffe im Bindemittel.

I. Der Luftkalk. 1. Der Luftkalk wird durch Brennen unterhalb der Sinterung aus hochprozentigem Kalkstein gewonnen. Eine Beimischung von 5 % Ton macht das Material schon unbrauchbar zur Herstellung von Luftkalk.

2. Bei dem Brennprozeß erfolgt eine chemische Umsetzung entsprechend der Formel:

$$CaCO_3 = CaO + CO_2.$$

Das entstandene von Kohlensäure befreite Produkt ist der gebrannte Kalk, der in Berührung mit Wasser ablöscht, d. h. Wasser fest chemisch an sich bindet.

$$CaO + H_2O = Ca(OH)_2.$$

Dieser Löschprozeß ist mit starker Wärmeentwicklung und Raumvergrößerung (Gedeihen) verknüpft. Bei Zugabe einer der Umsetzungsformel entsprechenden äquivalenten Wassermenge entsteht ein voluminöses Pulver (Trockenlöschverfahren). Bei Zusatz einer größeren Wassermenge löscht der Kalk zu einem weißen, zähen, fetten Teig, dem sogenannten Weiß- oder Fettkalk ab. Die Erhärtung des Kalkes beruht auf der Rückbildung des kohlensauren Kalkes aus dem gelöschten Kalk durch Aufnahme der Luftkohlensäure.

3. Im Handel erhältlich ist der Kalk als gebrannter Kalk meistens in Stückform oder als gelöschter Kalk in pulvrigem oder teigigem Zustande. Das gelöschte Kalkpulver wird im Handel auch unter dem Namen „Sackkalk" geführt. Den Bestimmungen gemäß (Leitsätze für einheitliche Lieferung und Prüfung von Kalk 1911, Verlag Tonind.-Zg.) soll dieses Produkt auf dem 900-Maschensieb nicht mehr als 10 % Rückstand hinterlassen.

Die Bezeichnung Sackkalk läßt leicht eine Unklarheit über das eigentliche Wesen des gekauften Bindemittels bei dem Verbraucher aufkommen, da dieselbe in keiner Weise eine Eigenschaft des Bindemittels zum Ausdruck bringt, sondern lediglich die Art der Verpackung zu dieser Benennung geführt hat. Unter demselben Namen gelangen auch abgelöschte hydraulische Kalke in den Handel, die aber wesentlich verschieden von dem erstgenannten Material zu behandeln sind, so daß eine Umänderung dieses Namens in eine der Wesensart des Bindemittels entsprechende Bezeichnungsweise notwendig erscheint. Nach den erwähnten „Leitsätzen" ist unter „Sackkalk" nur gelöschter Kalk zu verstehen.

4. Die Gefährdung der Raumbeständigkeit des Luftkalkes ist sehr gering und nur auf einen Fehler im Löschprozeß zurückzuführen. „Jeder sachkundig und vollständig gelöschte Kalk ist raumbeständig." Eingesumpft soll der Kalk mindestens 3 bis 4 Wochen lagern. Er hält sich in diesem Zustande sehr lange gebrauchsfertig.

II. Hydraulischer Kalk. 1. Als Rohstoffe für die Herstellung von hydraulischen Kalken dienen tonhaltige Kalksteine. Nach Kühl und Knothe,

„Die Chemie der hydraulischen Bindemittel“, führen die einzelnen Kalksteinsorten mit verschiedenen Tongehalten folgende Benennungen:

98 bis	100 %	$CaCO_3$	hochprozentiger Kalkstein,
90 „	98 „	„	mergeliger Kalkstein,
75 „	90 „	„	Kalkmergel,
40 „	75 „	„	Mergel,
10 „	40 „	„	Tonmergel,
2 „	10 „	„	mergeliger Ton,
0 „	2 „	„	Ton.

Für die Herstellung von hydraulischen Kalken wird ein Material mit einem Gehalt von wenigstens 75 % kohlensaurem Kalk, also etwa bis zum Kalkmergel benutzt.

2. Durch den Brennprozeß unterhalb der Sinterung wird der kohlensaure Kalk entsäuert, ein äquivalenter Teil des gebrannten Kalkes verbindet sich mit der Tonsubstanz, die in der Hauptsache aus Tonerde, Kieselsäure und Beimengung von Eisenoxyd besteht. Die neugebildeten Verbindungen werden als Kalksalze der Kieselsäure und der Tonerde mit den Namen Kalksilikat und Kalkaluminat bezeichnet. Diese haben die Fähigkeit, Wasser unter Verfestigung der Masse fest chemisch an sich zu binden. Dieser Erhärtungsprozeß vollzieht sich ohne Mitwirkung der Luftkohlensäure und infolgedessen auch unter Wasser.

Der restliche und nicht an die Tonsubstanz gebundene Kalk verhält sich in seinen Erhärtungseigenschaften ganz analog dem Luftkalk, so daß die hydraulischen Eigenschaften eines Kalkes mit dem Gehalt an Tonsubstanz bis zu einem Höchstwert zunehmen. Die hydraulischen Kalke werden demnach in drei Gruppen eingeteilt:

schwach-hydraulisch:	auf	1	Teil	Tonsubstanz	6—10	Teile Kalk,
mittel-hydraulisch:	„	1	„	„	3—6	„ „
stark-hydraulisch:	„	1	„	„	2—3	„ „

Mit Zunahme der hydraulischen Eigenschaften und Abnahme des ungebundenen Kalkes sinkt die Fähigkeit des Kalkes, mit Wasser abzulöschen und zu Staub zu zerfallen. Die hydraulischen Kalke sind noch löschbar. Sie gegedeihen jedoch weniger stark wie der Luftkalk und müssen eingesumpft in kurzer Zeit zur Verwendung gelangen, da sonst durch die hydraulischen Eigenschaften eine Erhärtung des Kalkbreies vor der Verwendung eintritt.

3. Die hydraulischen Kalke kommen meist gelöscht und fein gemahlen in den Handel. Nur vereinzelt werden entsprechend den örtlichen Verhältnissen die hydraulischen Kalke ungelöscht in Stückform zum Verkauf gebracht. Die Farbe des Handelsproduktes ist entsprechend der Verschiedenartigkeit der Rohstoffe sehr mannigfaltig und besitzt Übergänge von hellgelb bis rotbraun.

4. Die Gefahr einer Schädigung des Erhärtungsprozesses durch Stoffe im Bindemittel ist wie bei allen Stoffen, die unterhalb der Sinterung gebrannt sind, geringfügig. Nur ein unvollkommen gelöschter hydraulischer Kalk birgt die Gefahr des Treibens in sich, da naturgemäß die Verbindungen, deren Hydratation mit Volumenvermehrung verknüpft ist, vor der Erhärtung ihre wesentliche räumliche Ausdehnung beendet haben müssen. Näheres Burchartz: Hydraulische Kalke, 1912, Verlag Tonind.-Zg.

III. Romanzement. 1. Beim Romanzement kommen Rohstoffe mit weniger als 75 % kohlensaurem Kalk, also im wesentlichen Mergel, zur Verwendung. Sie werden ganz entsprechend der Behandlung eines hydraulischen Kalkes bis unterhalb der Sinterung gebrannt und ähneln in ihrem Erhärtungschemismus den hydraulischen Kalken.

2. Der geringe Gehalt bzw. das Fehlen von freiem ungebundenen Kalk macht aber ein Ablöschen des Brenngutes unmöglich. Der hydraulische Modul,

das Verhältnis von Kalk zu Kieselsäure und Sesquioxyden (Al_2O_3 und Fe_2O_3), liegt beim Romanzement zwischen 1,2 und 1,7, meist bei 1,5.

3. Der Romanzement wird ebenfalls fein gemahlen. Die Farbe ist abhängig von der Zusammensetzung der verwendeten Rohstoffe und bietet kein Kriterium zur Beurteilung der Qualität. Meist besitzen die Romanzemente eine gelblichbraune Farbtönung.

4. Wie schon bei den hydraulischen Kalken erwähnt, sind die Gefahren für ein schlechtes und mangelhaftes Erhärten des Bindemittels nur geringfügig. Nach den gewonnenen Erfahrungen waren Treiberscheinungen beim Romanzement immer auf einen zu hohen Kalkgehalt zurückzuführen.

IV. Naturzement. 1. Die Naturzemente entstammen Rohstoffen, deren Zusammensetzung in ihrem natürlichen Vorkommen den Grenzwerten der künstlichen Portlandzement-Rohmischung entspricht, die aber nach den „Normen" als „Portlandzement" nicht bezeichnet werden dürfen. Die Fundstellen sind selten und bisher in Deutschland nur in der Provinz Westfalen bei Beckum erschlossen. Auch im Auslande sind nur vereinzelte Mergellager dieser Art bekannt, so bei Tournay in Belgien, ferner bei Noworossiisk am Schwarzen Meer und bei Spalato in Dalmatien. Bei Durchführung des Brandes bis zur Sinterung zeigen die aus diesen Materialien hergestellten Bindemittel die Eigenschaften des Portlandzementes (vgl. also 2, 3, 4 beim Handelsportlandzement).

V. Portlandzement. Vorbemerkung: Die Entwicklung des modernen Massivbaues ist aufs engste verknüpft mit dem Entstehen und der Ausbreitung der Portlandzementindustrie. Der Verein Deutscher Portlandzement-Fabrikanten hatte in jahrzehntelanger zielbewußter Arbeit sowohl technisch-wissenschaftlich, als auch organisatorisch-wirtschaftlich die Fabrikation auf eine Höhe des Zuverlässigkeitsgrades gesteigert, die den „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement" die volle Anerkennung der Fachleute und die behördliche Genehmigung brachte.

In den älteren Vorschriften für die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten war als Bindemittel nur „Portlandzement" zugelassen. Die sog. „Hüttenzemente" erwiesen sich nach einer Entwicklungsperiode, die durch ähnliche Bestrebungen, wie sie sich in der Portlandzementindustrie ausgewirkt hatten, gekennzeichnet war, als ebenbürtig. Die Normen, die für diese Fabrikate aufgestellt wurden, fanden ebenfalls behördliche Genehmigung, und zwar

die deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von „Eisenportlandzement" 1909 und

die deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von „Hochofenzement" 1917.

Diese „Normen" tragen den Charakter der unteren Grenze der garantierten Leistungsfähigkeit. Die Zemente einzelner Werke ließen schon lange die normenmäßigen Ansprüche weit hinter sich, d. h. sie waren „hochwertiger" als der normale Handelszement. In den Jahren 1924 und 1925 hat, aus dem Auslande: der Schweiz, Belgien und Frankreich stammend, eine fast stürmische Veredelungsbewegung in der Zementfabrikation eingesetzt, die die Herstellung und den Vertrieb von zahlreichen „hochwertigen" Zementen zur Folge hatte.

Dabei ist zu beachten, daß bezüglich der chemischen Zusammensetzung zu unterscheiden ist zwischen hochwertigen Portlandzementen und hochwertigen Tonerdezementen (auch Schmelzzemente benannt).

Besondere Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung dieser Zemente bestehen noch nicht, dürften aber bald geschaffen werden müssen.

Zemente die Erfüllung der bestehenden Normen für Portland-, Eisenportland- und Hochofenzemente verlangen, die Anforderungen an die Mindestfestigkeit dabei aber entsprechend erhöhen. Sie unterscheiden nunmehr:

Handelszemente, d. h. normenmäßige Portland-, Eisenportland- und Hochofenzemente.

Hochwertige Zemente, d. h. die erwähnten Zementsorten, falls sie die erhöhten Leistungen aufweisen, und die Tonerdzemente.

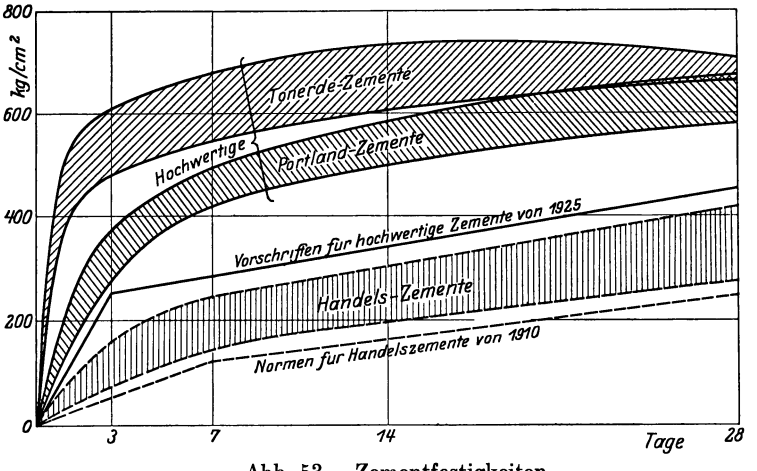


Abb. 53. Zementfestigkeiten.

Um die grundsätzlichen Unterschiede zwischen genannten Zementsorten zu veranschaulichen, sind in Abb. 53 die Festigkeitswerte der Zusammenstellung 40 zeichnerisch aufgetragen.

Zusammenstellung 40. Festigkeiten von Zementen.

Alter	A. Handelszemente											
	P. Z. I		P. Z. II		P. Z III		P. Z. IV		E. P. Z.		H. Z.	
	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.
7	243	22,9	208	20,8	236	21,9	148	16,8	202	23,3	220	23,8
28	421	35,4	403	42,2	407	38,6	280	38,9	400	36,1	366	32,2
	B. Hochwertige Zemente.											
	S. Z. I		S. Z. II		H. W. I		H. W. II		H. W. III			
	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.	Dr.	Z.		
3	600	30,0	467	31,1	335	28,0	334	30,9	367	30,0		
7	656	26,1	550	31,3	435	31,6	496	34,0	502	36,0		
14	736	33,5	590	32,7	485	32,1	—	—	591	37,8		
28	706	44,2	676	30,6	624	44,2	678	47,6	652	42,2		

Die Zahlen sind Größt- und Kleinstwerte aus Zementnormenprüfungen, die in meinem Institut in den Jahren 1924 und 1925 mit im Handel gekauften Zementen durchgeführt wurden. Die Ergebnisse sind also rein praktisch zu beurteilen, als wenn etwa auf einer Baustelle eine laufende Prüfung der angelieferten Mengen stattgefunden hätte.

a) Handelszement. 1. Der Portlandzement ist nach den „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“ eine künstliche Mischung von Kalk und Ton oder anderen Rohstoffen, welche Kalk, Kiesel-

säure, Tonerde und Eisenoxyd enthalten. Sie wird bis zur Sinterung gebrannt, das Brenngut (Klinker) wird fein zermahlen.

2. Als Träger der hydraulischen Eigenschaften sind die Kalk-Silikate und -Aluminate anzusprechen. Der hydraulische Modul soll nicht kleiner als 1,7 sein und erreicht im Maximum den Wert von 2,4. Entsprechend dem vorwiegenden Gehalt der sauren Bestandteile an Kieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd unterscheiden sich die in der Übersicht hervorgehobenen Zementarten. Die kieselsäurereichen Portlandzemente sind Langsambinder, erreichen aber im Laufe der Zeit hohe Festigkeitswerte, während die tonerdereichen Zemente schneller abbinden, in ihren Endfestigkeiten aber hinter den kieselsäurereichen zurückbleiben. Das Eisenoxyd wird bei kleinen Mengen für die Beurteilung der Qualitätseigenschaften des Zementes der Tonerde zugezählt. Bei vollkommenem oder erheblichem Ersatz der Tonerde durch das Eisenoxyd verändert der Zement seine Eigenschaften. Die sog. „Erzzemente" haben selbst bei geringem Kieselsäuregehalt die Eigenschaften eines kieselsäurereichen Zementes und besitzen als besonders hervorzuhebendes Merkmal noch eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse.

3. Der Portlandzement kommt in fein gemahlener Form als blau- oder grünlich-graues Pulver in den Handel. Die von der Spitze der wirtschaftlichen Organisation der deutschen Zementindustrie, dem „Deutschen Zementbund G. m. b. H." herausgegebenen „Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement" enthalten alle Angaben über die garantierten Eigenschaften und die Prüfungsmethoden (s. Anhang). Für den Verbraucher wichtig sind auch die „Einheitlichen allgemeinen Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbundes" vom 14. 10. 1924, besonders in § 1 einschl. Erläuterungen, in dem die vorläufige Prüfung und das bei Beanstandungen einzuschlagende Verfahren eingehend beschrieben sind.

4. Durch den Brand bis zur Sinterung ist die Empfindlichkeit des Portlandzementes gegen den schädigenden Einfluß gewisser Stoffe im Bindemittel im Vergleich zum Romanzement erheblich gestiegen. Dieser Einfluß kann sich geltend machen in einer Gefährdung der Raumbeständigkeit, volkstümlich „Treiben" genannt. Drei Arten von Treibgefahren werden unterschieden durch Bezeichnung der Zemente als: 1. Kalktreiber, 2. Gipstreiber, 3. Magnesiatreiber. Ein zu hoher Kalkgehalt führt durch die damit verbundene Volumenvermehrung bei dem Hydratationsprozeß zum Auseinandersprengen des Bindestoffes. Der Gips sowie die Magnesia stellen in demselben Sinne Gefahren für die Raumbeständigkeit des Portlandzementes dar, so daß normenmäßig der Gehalt an diesen Stoffen eng begrenzt ist. Danach darf ein Portlandzement nur bis 2,5 % Schwefeltrioxyd und bis 5 % Magnesiumoxyd enthalten. Auch die Gefahr des „Schnellbindens", die bei der Bauausführung besonders zu beachten ist, hat ihre wichtigste Ursache in der chemischen Zusammensetzung.

Eine kurze Darstellung dieser Vorgänge ist in der Broschüre Killig-Laboratoriumsbuch, 2. Aufl., 1925, Zement-Verlag, gegeben. Für eingehende Studien bringt Kühl und Knothe „Die Chemie der hydraulischen Bindemittel", S. 255ff., Leipzig: Hirzel 1915, erschöpfendes Material.

b) Hochwertiger Portlandzement. 1. Die hochwertigen Zemente sind, soweit es sich nicht um Schmelzzemente handelt, Zemente vom Typus des Portlandzementes. Die hohe Anfangsfestigkeit wird dadurch erreicht, daß die Fabrikation des Handels-Portlandzementes mit ganz besonderer und äußerster Sorgfalt durchgeführt wird, derart etwa, daß die Rohstoffe auf das feinste aufbereitet, die Kalkhöhe der Rohmischung auf das genaueste eingestellt, der Klinker scharf gebrannt und der fertige Zement außerordentlich fein gemahlen wird. Aus Österreich und der Schweiz stammend werden

sie seit 1924 von zahlreichen Fabriken auch in Deutschland hergestellt, wobei als Schrittmacher der lebhaften Entwicklung die Marken „Dyckerhoff-Doppel“, „Wicking Edel“ und „Alemannia Superior“ unter anderen zu bezeichnen sind. Mehr von chemischen Gesichtspunkten geht ein anderes Verfahren aus, das den Erfolg durch planmäßige Abstimmung der Hydraulefaktoren (Kieselsäure, Tonerde und Eisenoxyd) zu erreichen sucht, und dessen Schwerpunkt darin liegt, daß in der Rohmischung die Kieselsäure sehr niedrig, Tonerde und Eisenoxyd aber gleichmäßig hoch gehalten werden. Nach diesem Verfahren wird der „Bauxitlandzement“ hergestellt.

2. Über den Chemismus des hochwertigen Portlandzementes gilt das unter a) Gesagte.

3. Der hochwertige Portlandzement kommt wie der Handelszement in feingemahlener Form auf den Markt. Auch die Farbe ist die gleiche. Besondere Normen sind noch nicht herausgegeben. Als Lieferungsbedingungen und Prüfungsvorschriften gelten die unter a) aufgeführten Bestimmungen. Nur die Anforderungen an die Festigkeitseigenschaften sind erhöht.

4. Erfahrungen über schädigende Einflüsse liegen bei der Neuheit der Fabrikation naturgemäß noch wenig vor. Schlechte Erfahrungen sollen bei der gleichzeitigen Verarbeitung von hochwertigem und Handelszement gemacht sein. Ebenso ist die Frage, ob durch das schnelle Erhärtungstempo und die dadurch bewirkten physikalischen Folgeerscheinungen die Elastizitätseigenschaften von hochwertigem Beton und damit das Zusammenwirken von Beton und Eisen gegen die bisher üblichen Annahmen verändert werden.

Der Leser muß in diesem Stadium der Entwicklung auf die Zeitschriftenliteratur verwiesen werden, die in den Jahrgängen 1924 und 1925 eine Fülle von Aufsätzen enthält. Eine kritische Würdigung der Veröffentlichungen ist z. Zt. noch nicht angängig.

VI. Schmelzzement (Tonerdezement). 1. Im Gegensatz zu den bisher genannten Zementsorten ist Schmelzzement ein Tonerdezement, dessen Rohstoffe Kalk und Bauxit zusammengeschmolzen werden.

2. Die chemische Zusammensetzung liegt nach den bisherigen Veröffentlichungen etwa zwischen folgenden Grenzen:

$$\begin{aligned} Si\,O_2 &= 10 - 12\,\%\\ Al_2O_3 &= 40 - 45\,\%\\ Fe_2O_3 &= 10 - 20\,\%\\ Ca\,O &= 35 - 40\,\%. \end{aligned}$$

Bei dem vorwiegenden Gehalt an Kalk-Tonerde-Verbindungen beruht der Erhärtungsvorgang in der Hauptsache auf dem Hydrationsvorgang des Kalkaluminates.

3. Zuerst kamen besonders in Frankreich, dann auch in Belgien Schmelzzemente unter den Namen „ciment fondu“, „ciment elektrofondu oder electrique“ in den Handel. Anfang 1924 wurden sie auch in Deutschland bekannter. Seit 1925 wird ein deutscher Tonerdezement unter dem Namen „Alca“-Schmelzzement hergestellt.

4. An schädlichen Wirkungen sind bisher ähnliche Erscheinungen beobachtet worden, wie sie unter „hochwertiger Portlandzement“ zu 4. angeführt sind. Auf eine kritische Erörterung der in zahlreichen Aufsätzen in der neuesten Zeitschriftenliteratur behandelten Eigenschaften muß hier verzichtet und der Leser auf das Studium dieser Quellen verwiesen werden.

VII. Eisenportlandzement. 1. Der Eisenportlandzement wird hergestellt als inniges Gemisch von mindestens 70 % Portlandzement und höchstens 30 % basischer granulierter Hochofenschlacke, die als Abfallstoff der Hüttenindustrie in reichlichem Maße zur Verfügung steht. Die Schlacken sind zu

diesem Zwecke nur geeignet, wenn sie einen Mindestgehalt von 42 % CaO besitzen.

2. Der Erhärtungsvorgang beruht zunächst auf dem Abbindeprozeß des Portlandzementes. Die Hochofenschlacke besitzt aber selbst stark hydraulische Eigenschaften, sofern sie mit einem basischen Bindemittel in Berührung gebracht wird. Die Zugabe von Hochofenschlacke zu einem Bindemittel ist nicht etwa als Magerung des letzteren anzusehen. Die erhaltene Festigkeit resultiert aus der Bindekraft der beiden Stoffe.

3. Der Eisenportlandzement kommt als Pulver von der üblichen Korngröße eines Portlandzementes in den Handel und besitzt eine dem Portlandzement ganz ähnliche Färbung. Der Verein deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V., Düsseldorf, hat „Normen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von E.P.Z.“ herausgegeben, die bis auf Abweichungen in den Bestimmungen über „Begriffserklärung und Verpackung“ mit den obengenannten „Normen für Lieferung und Prüfung von P.Z.“ völlig übereinstimmen. (Behördlich genehmigt und dem P.Z. gleichgestellt seit 1909.)

4. Die Gefährdung durch Stoffe im Bindemittel wird um so geringer, je mehr Hochofenschlacke beigemischt ist, so daß schon bei diesem Bindemittel eine normenmäßige Begrenzung des Gips- und Magnesiagehaltes nicht notwendig erschien. Beim Lagern unter Wasser nimmt der E.P.Z. infolge Bildung von geringen Mengen Schwefeleisen eine dunkelgrüne Färbung an, die aber bald wieder verschwindet und unschädlich ist.

VIII. Hochofenzement. 1. Der Hochofenzement wird durch Zusammenmischen und gemeinschaftliches Vermahlen von Portlandzementklinkern mit Hochofenschlacke erhalten und unterscheidet sich von dem Eisenportlandzement nur durch das Mischungsverhältnis dieser beiden Stoffe, das durch eine Zugabe von wenigstens 15 % Portlandzement begrenzt ist. Der Verein deutscher Hochofenzementwerke e. V., Düsseldorf, hat entsprechende Bedingungen in „Normen“ festgelegt, wie sie für den E.P.Z. bestehen. Die behördliche Genehmigung der Normen erfolgte 1917.

2. 3. 4. Die Erhärtungsreaktion sowie die sonstigen Eigenschaften des Hochofenzementes sind denen des Eisenportlandzementes ähnlich, so daß das dort unter 2, 3, 4 Gesagte auch für dieses Bindemittel gilt.

IX. Schlackenzement. 1. Als Schlackenzement wird eine innige Mischung von Kalkhydrat mit Hochofenschlacke bezeichnet; eine Normung dieses Bindemittels besteht nicht.

2. Die Erhärtung beruht hier auf den latent-hydraulischen Eigenschaften der Hochofenschlacke, die durch das basische Kalkhydrat zur Auslösung gebracht werden.

3. Das Handelsprodukt besitzt eine weißlich-graue Färbung.

4. Vgl. Absatz 4: Eisenportlandzement.

X. Mischung von Puzzolan- oder Santorinerde oder Traß mit kalkreichen Bindemitteln. 1. Bindemittel besonderer Art können hergestellt werden durch Vermischen von kieselsäurehaltigen Stoffen mit kalkhaltigen Bindemitteln. Als natürlich vorkommende und zu diesem Zweck geeignete Materialien sind bekannt:

1. die Puzzolanerde, vorkommend bei Neapel;
2. Santorinerde, vorkommend auf der Insel Santorin;
3. der Traß, vorkommend in der Eifel und in Oberbayern.

2. Bei allen diesen Stoffen ist der wirksame Bestandteil der Erhärtungsfähigkeit die reaktionsfähige Kieselsäure, die bei Berührung mit den kalkreichen Bindemitteln sich mit dem Kalk unter Verfestigungserscheinung umsetzt. Diese Wirkungsweise der Kieselsäure ist aber nur diesen wenigen Materialien vulkanischen Ursprunges eigen.

3. In den Handel gebracht werden die Puzzolane in Pulverform, meist unvermischt, und bedürfen dann noch des ergänzenden basischen Zuschlagstoffes (wie z. B. Kalk, hydraulischer Kalk, Portlandzement). Maßgeblich für die Eigenschaften und Prüfung von Traß sind die „Vorschriften für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Traß 27. 1. 1922“.

4. Für die Raumbeständigkeit ist es von Bedeutung, gut und sorgfältig gelöschten Kalk zu verwenden.

XI. Mischung von künstlichen kieselsäurereichen Stoffen mit kalkreichen Bindemitteln. 1. Neben den natürlich vorkommenden Rohstoffen gibt es eine Reihe von industriellen Abfallprodukten, die reaktionsfähige Kieselsäure besitzen. Der Erhärtungsvorgang ist der gleiche wie bei den Naturerzeugnissen. Si-Stoff, eine Bezeichnung, die ursprünglich für ein Abfallprodukt der Alaunfabrikation galt, jetzt aber eine wenig bestimmte Verallgemeinerung erfahren hat, stellt einen derartigen künstlichen Rohstoff dar (vergl. Beton Eisen 1924, S. 83/84). Ferner kommen Ziegelmehl als Abfall der Ziegelbrennerei, und neuerdings der Link-Traß, der als günstige Mischung von Hochofenschlacke mit Ziegelmehl oder Kesselschlacken dem Naturtraß ähnliche Eigenschaften aufweist, in Frage.

2. 3. 4. vgl. vorigen Abschnitt.

XII. Magnesiahaltige Bindemittel. Einige der oben besprochenen Bindemittel können ihren Kalkgehalt in wechselndem Prozentsatz mit dem Magnesiumoxyd vertauschen, ohne eine wesentliche Änderung ihrer Eigenschaften zu erfahren.

a) Luftkalke, Magnesia- oder Dolomitkalk. Bei Verwendung von Dolomit als Rohstoff treten bei vorsichtigem Brande (600 bis 750 Grad) insofern neuartige Verhältnisse auf, als dann die Kohlensäureentziehung nur beim Magnesium durchgeführt wird, während der kohlensaure Kalk unverändert bleibt. Bei Berührung dieses gebrannten Gutes mit Wasser scheint dann eine Wechselwirkung dieser beiden Stoffe stattzufinden, die als Träger einer hydraulischen Erhärtung anzusprechen ist. Dieses Bindemittel ist unter dem Namen Magnesiakalk im Handel.

Der bei scharfem Brand vollkommen entsäuerte Dolomit verhält sich ganz analog einem normalen Luftkalk. Der magnesiareiche Luftkalk wird wegen seiner grau-weißen oder auch dunklen Färbung als „Graukalk“ bezeichnet. Nach der vom Verein Deutscher Kalkwerke geübten Praxis dient aber der Name „Graukalk“ auch als Bezeichnung für schwach-hydraulische Kalke. Dieselbe Benennung für zwei bautechnisch sich ganz verschiedenartig verhaltende Stoffe wird häufig den Anlaß zu Irrtümern bei dem Verbraucher geben. Die Einführung einer eindeutigen und klar unterscheidenden Bezeichnung wäre zu begrüßen.

b) Hydraulische Kalke, Magnesiazement usw. Stark magnesiahaltige tonige Kalksteine können nur zur Herstellung von ungesinterten Bindemitteln Anwendung finden, da bei der gesinterten Masse die Gefahr des Magnesiatreibens besteht. Bei teilweisem Ersatz des Kalkes durch die Magnesia in den hydraulischen Kalken sind die Bindemittel dieser Art unter dem Namen Schwarzkalk im Handel, während der magnesiahaltige Romanzement als Magnesiazement bezeichnet wird.

Diese Bindemittel sind in ihren Eigenschaften ganz ähnlich den dazugehörigen und schon näher beschriebenen magnesiaarmen und kalkreichen Arten.

XIII. Gips. 1. Bindemittel ganz anderer Art auch hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung sind die beiden Gipsarten, der Stuck- und Estrichgips. Beide Produkte werden gewonnen durch Brennen von Gipsstein ($CaSO_4 . 2 H_2O$).

2. Dem Gipsstein wird in einem Brande niederer Temperatur (180°) ein Teil des Wassers entzogen. Es entsteht das sogenannte Hemihydrat ($CaSO_4 \cdot \frac{1}{2} H_2O$), der „Stuckgips". Dieses verwandelt sich bei erneuter Berührung mit Wasser zurück in das Bihydrat. Bei der geringeren Löslichkeit des letzteren muß sich diese Verbindung aus der schnell übersättigten Lösung ausscheiden. Dieser Kristallisationsprozeß bewirkt dann die Verfestigung der Masse. Der „Estrichgips" entstammt einem sehr viel höheren Brande (ca. 1000°). Dabei hat sich ein Teil des schwefelsauren Kalkes zersetzt und SO_3 verflüchtigt. Das Brennprodukt ist dann seiner chemischen Natur nach ein basisches Sulfat, das in Berührung mit Wasser abbindet und erhärtet.

3. Beide Gipsarten kommen als weißes feingemahlenes Pulver in den Handel. Während der Stuckgips eine geringere Festigkeit und eine große Angreifbarkeit durch die Atmosphärilien besitzt, sind diese beiden Eigenschaften beim Estrichgips durch den scharfen Brand beträchtlich verbessert.

b) Anmachewasser.

Die behördlichen Bestimmungen über die Brauchbarkeit von Wasser bei der Herstellung von Beton lauten sehr unbestimmt.

„Das Wasser darf keine Bestandteile enthalten, die die Erhärtung des Betons beeinträchtigen; im Zweifelsfalle ist die Brauchbarkeit des Wassers vorher durch Versuche festzustellen." Die schädigenden Einflüsse von Flüssigkeiten auf Beton sind in großer Zahl eingehend beschrieben von Dr. Grün im Handbuch für Eisenbetonbau, Band 5, 3. Aufl. Die dort berichteten Erfahrungen können jedoch in keiner Weise für die Beurteilung des Anmachewassers einen Anhalt bieten, da keine Dauerwirkung des Wassers auf den Beton stattfindet. Die erst kürzlich von Professor Abrams, Chicago, Lewis-Institute, im Bulletin Nr. 12 von 1924 veröffentlichten Versuche über die Verwendbarkeit von verunreinigten Gewässern zum Anmachen von Beton erbringen den Nachweis, daß natürlich vorkommendes Wasser nur in den seltensten Fällen als Anmachewasser ungeeignet ist. Die Auswertung von rund 6000 Mörtel- und Betonproben zeigt, daß nur ein ausgesprochen saures Wasser oder ein solches mit einem höheren Gehalt an Salzen (mehr als 5 % NaCl) wesentliche Festigkeitsbeeinträchtigung hervorruft. Überraschend ist die Mitteilung, wonach ein Flußwasser, das die Abwässer des riesigen Schlachthofes von Chicago aufnimmt und das als vollkommen durch organische Bestandteile verunreinigt anzusehen ist, keinerlei Schädigung des Betons bei seiner Verwendung als Anmacheflüssigkeit bewirkt hat. Einen eingehenden Bericht über die Abramssche Arbeit gibt Kleinlogel im „Zement" 1925, S. 274.

Die die Erhärtung beeinträchtigenden Stoffe, die im Wasser entweder gelöst oder auch suspendiert sind, lassen sich zu folgenden Gruppen zusammenfassen:

Wasser mit Verunreinigung von

a) Salzen,
b) Säuren,
c) Basen,
d) kolloiden Stoffen.
e) organischen Stoffen.

a) Gewässer mit Verunreinigungen von gelösten Salzen stellen in der Regel eine so weitgehend verdünnte Lösung dar, daß die Salze nicht schädigend wirken können.

Selbst Meerwasser mit einem Salzgehalt bis zu 3,5 % hat als Anmachewasser eine wesentliche Beeinträchtigung der Zementerhärtung nicht verursacht. Die von dem Moorausschuß des deutschen Ausschusses für Eisenbeton in dieser Richtung angestellten Versuche zeigen, daß Nordseewasser im Vergleich mit Süßwasser keinen wesentlich gefährdenden Einfluß auf den Beton

ausübt, so daß als Ergebnis dieser Untersuchung ausgesprochen ist: „Guten Mörtel kann man im Notfalle auch mit See- oder Moorwasser anmachen“.

Folgende Überlegung erläutert dieses Ergebnis, das von vielen Praktikern wohl skeptisch angesehen wird. Annahme: 300 kg Zement auf 1 m^3 Beton. 10 % Gew.-Tl. Wasser, also 0,35 % Salze, das sind 3,5 kg Salze auf 1 m^3, oder 1,17 % Salze auf den Zementgehalt. Dieser Betrag kann nur einen Zement schädigen, der in seiner eigenen Zusammensetzung an der Maximalgrenze der normenmäßigen Analysenwerte steht.

Anders liegt der Fall, wenn Eiseneinlagen vorgesehen sind. Salzhaltiges oder Meerwasser kann die Bildung knollenförmiger Mengen von Eisenoxyd hervorrufen.

b) Saure Wassersorten werden, sofern der Gehalt an Säure geringfügig ist, den Beton bei der einmaligen Beeinflussung kaum schädigen können. Es ist bekannt, daß Moorwasser mit saurer Reaktion, sowie Brunnenwasser mit geringem Kohlensäuregehalt zum Anmachen von Beton unbedenklich verwandt werden kann.

c) Ein Wasser mit geringer alkalischer Reaktion wird auch als ungefährlich anzusprechen sein, allerdings wird bei Überschreitung einer bestimmten Konzentration der basisch reagierenden Stoffe im Wasser ein schnelleres Abbinden des Zementes bewirkt.

d) In feinster Verteilung im Wasser schwebende Stoffe, sogenannte kolloide Stoffe, steigern nach Grün bei der Einwirkung auf abgebundenen Beton dessen Widerstandsfähigkeit, während die Wirkung im Anmachewasser zweifelhaft sein kann und eine Beeinträchtigung der Erhärtung herbeiführen könnte. Eine Verallgemeinerung der oben mitgeteilten Versuchsergebnisse von Abrams dürfte kaum statthaft sein, so daß sich vor der Verwendung eines so stark durch Schwebestoffe verunreinigten Wassers eine Untersuchung auf dessen Brauchbarkeit dringend empfiehlt.

e) Dasselbe gilt auch für die Verunreinigung durch organische Substanzen, z. B. Öl, Fett, Zucker. Sie können das Erhärten des Betons vollkommen verhindern.

D. Massiver Baustoff.

Der zur Herstellung von Baugliedern und Bauwerken erforderliche „massive Baustoff“ entsteht durch die feste Vereinigung der toten Bauelemente, d. i. der natürlichen und künstlichen Bausteine, der Steinkorngemenge und des Eisens. In Ausnahmefällen, in denen die statische Wirkung überwiegend auf Druckübertragung beruht, kann auf ein Verfestigungsmittel verzichtet werden, wenn die Reibung als Funktion der Druckkräfte unwichtigere Schubkräfte aufzunehmen imstande ist. Ein Beispiel bieten die sog. Trockenmauern (s. S. 257). Die mechanische Verbindung durch Dübel, Klammern usw. oder durch Ineinandergreifen besonderer Formsteine ist immer als ein für das massive Bauwerk unorganischer Notbehelf anzusehen und zu verwenden.

Ausschlaggebend für die Güteeigenschaften massiver Bauwerke ist die Verbindung der „toten“ durch die „lebendigen“ Bauelemente, d. h. durch die bei Hinzutritt von Wasser versteinernden Bindemittel. Die Praxis gebraucht hierfür den allgemeinen Ausdruck „Vermörtelung“ (NB. die Ausführungen S. 124 ff.). Erste und wichtigste Forderung ist „Harmonie“ der beiden Grundelemente untereinander in ihren eigenen Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften, Wetterbeständigkeit usw. Quadermauerwerk mit Luftkalkmörtel, gewöhnliche Mauerziegel in Zementmörtel, Kalkbeton mit Basaltkleinschlag oder Eisenbeton mit mageren Mischungen wären unharmonische massive Baustoffe.

I. Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen.

Im Hinblick auf die überragende Bedeutung des Beton- und Eisenbetonbaues im modernen Massivbauwesen sind die handwerksmäßigen Angaben mit äußerster Kürze behandelt.

a) Mauerwerksarten.

a) Quadermauerwerk. Der regelmäßige Verband erfordert umfangreiche und kostspielige Steinmetzarbeit. Näheres hierüber siehe Exner: Die technischen Hilfsmittel des Steinbildhauers. Förster: Baumaterialienkunde Heft 1. 1902, Engelmann. Die Größe der einzelnen Steine ist davon abhängig, ob das Versetzen von Hand oder mit Maschinen erfolgt. Bezüglich der Form gelten etwa:

Weichere Steinsorten Länge < 2, Breite 1,5 bis $2 \times$ Höhe
Härtere „ „ < 3 „ „ „ „ „
Granit und Marmor „ $< 4{,}5$ „ „ „ „ „
Innenfläche $\geqq {}^2/_3$ Kopffläche; Anzahl der Binder rd. 25 % aller Steine.

Wegen weiterer Einzelheiten muß aus Raummangel auf die einschlägige Literatur verwiesen werden, zumal da die Verwendung des Quadermauerwerkes im konstruktiven Ingenieurbau fast nur noch zur äußeren Verkleidung erfolgt.

b) Bruchsteinmauerwerk. Die Bruchsteine sollen weder zutage tretenden Felsbänken entnommen sein, noch in bruchfeuchtem Zustand auf den Bau gelangen, möglichst lagerhaft und geradköpfig sein und dem Bauzweck entsprechend zum größten Teil (75 %) innerhalb bestimmter Abmessungsgrenzen liegen, wobei die Höhe besonders beschränkt wird. Sie sollen zwei parallele, den natürlichen Lagerflächen entsprechende Seitenflächen haben (lagerhafte Bruchsteine).

Das Mauerwerk entsteht durch Bildung von Schichten, möglichst senkrecht zur Druckmittelkraft, die verschiedene Höhen haben können, aber in sich einen guten Verband unter Verwendung einer ausreichenden Zahl von Bindern aufweisen sollen. Je gleichartiger die Steinformate sind, desto fester wird das Mauerwerk und desto geringer ist der Mörtelverbrauch. Sind die Bruchsteine unregelmäßig, so müssen die Hohlräume sorgfältig ausgezwickt werden. Bei größeren Höhen sind dann Abgleichschichten von besserem Bruchstein-, Ziegel- oder Quadermauerwerk einzuschalten. Das sog. „Zyklopenmauerwerk“ aus runden Findlingen ist für Ingenieurbauten ungeeignet.

Im Mittel erfordert 1 m^3 lagerhaftes Bruchsteinmauerwerk 1,25 bis 1,30 m^3 aufgesetzte Bruchsteine und je nach Bearbeitung 0,250 bis 0,350 m^3 Mörtel[1]).

c) Ziegelmauerwerk. Der häufige Wechsel von Stein und Mörtel fordert besondere Beachtung eines guten Verbandes.

Grundlegende Forderungen sind:

Schichten, also Lagerfugen, möglichst senkrecht zur Druckmittellinie!
Stoßfugen in zwei Nachbarschichten nicht durchlaufend und möglichst geradlinig durch die Mauer durchgehend!
Nach Möglichkeit ganze Steine, und zwar viel Binder, verwenden, namentlich nach außen hin!
Spitzwinklig zugehauene Steine nach innen legen!

---

[1]) Kulka: „Versuche des österr. Gewölbeausschusses“ (Quader, Bruchstein, Beton). Z. österr. Arch. u. Ing.-V. 1901, Beilage Nr. 25. — Foerster: Lehrbuch der Baumaterialienkunde. 1. Heft, 1903. — Moser: Druckversuche mit Mauerwerk aus natürlichen Steinen. Mitt. d. Mat.-Prfg.-Amtes, Zürich 1915. Heft 14, S. 389 ff. — Gary: Bruchsteinmauerwerk. Westdt. Bauzg. 1920, Nr. 67.

Praktische Bezeichnungen sind:

Ganze Steine: „Läufer"; Längsseite parallel der Außensenseite,
„Binder" rechtwinklig dazu.

Teilsteine: $^3/_4$ Stein . . . Dreiquartiere,
$^1/_2$ „ . . . Zweiquartiere, Köpfe,
$^1/_4$ „ . . . Quartierstücke, Riemchen.

Die Ziegel liegen flach. Hochkant gestellte Ziegelschichten heißen „Rollschichten". Bei Normalformat 25·12·6,5 gehen 13 Schichten auf 1 m, d. h. Fugendicke = 12 mm, Schichthöhe = 77 mm. Mauerstärken nach $^1/_2$ Steinen staffeln!

Für stärkere Mauern kommt nur der Block- und Kreuzverband in Frage. Der letztere entsteht durch Einlegen eines Zweiquartieres je am Ende der zweiten Läuferschicht. Das Gesetz des Aufbaues ist aus den Abb. 54a u. 54b zu ersehen. Wegen Ausführung der Ecken und Zusammenführungen wird auf den Abschnitt „Hochbaukunde", Bearbeiter Professor Böhm, im Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl. 1921, S. 724, verwiesen. Auf 1 m³ volles Mauerwerk sind rd. 400 Normalziegelsteine und rd. 0,28 m³ Mörtel zu rechnen. Zusammenstellung 41 enthält Angaben über Gewichte und Materialbedarf verschiedener Mauerstärken mit beiderseitigem Putz von 1,5 cm bezogen auf 1 m².[1])

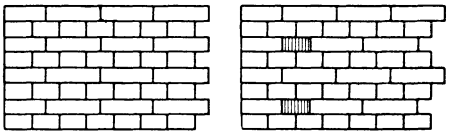


Abb. 54a u. 54b. Steinverbände.

Zusammenstellung 41. Gewichte und Materialbedarf für Ziegelmauern.

Wandstärke		Erforderlich an		Gewicht	Zahl der Ziegel pro m³
		Ziegeln	Mörtel		
Stein	cm	Stück	l	kg/m²	
$^1/_2$	12	50	35	250	417
1	25	100	70	450	400
$1^1/_2$	38	150	105	650	395
2	51	200	140	850	392
$2^1/_2$	64	250	175	1050	391
3	77	300	210	1250	390
$3^1/_2$	90	350	245	1450	389
4	103	400	280	1650	388

d) Mauerwerk aus besonderen künstlichen Steinen. Soweit diese Steine Normalformat haben, sind die vorstehenden Ausführungen sinngemäß zu benutzen. Im übrigen wird auf die Literatur, für gedrängte Darstellung auf Försters Taschenbuch für Bauingenieure verwiesen.

b) Mörtel.

An Mörtelarten für die Ausführung von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Steinen werden unterschieden:

a) Luft- (Fett-, Weiß-) Kalkmörtel (s. S. 72). Mischungsverhältnis mit Sand:

für Mauerwerk 1 : 3 bis 1 : 4,
für Putz etwa 1 : 2 (etwas Gipszusatz).

Durchschnittlich ergeben:

1 Rtl. Kalk + 3 Rtl. Sand . . 3,2 Rtl. Mörtel
1 „ „ + 2 „ „ . . 2,4 „ „ .

[1]) Foerster: Baumaterialienkunde, II. Heft, 2. Lieferung; Engelmann 1911.

Der Stoffbedarf ist in Zusammenstellung 42 enthalten.

Zusammenstellung 42. Stoffbedarf für 1 m³ Luftkalkmörtel.

Mischung Rtl.	Sand m³	Kalk gelöscht l	Kalk gebrannt kg	Kalk Wasser l
1 : 2	0,84	420	202	170
1 : 2,5	0,92	370	178	184
1 : 3	1,00	330	159	200

Die Festigkeit soll nach den „Leitsätzen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Kalk 1911“ sein:

	nach 28 Tagen	nach 56 Tagen
Zugfestigkeit	2,0 kg/cm²	3,0 kg/cm²
Druckfestigkeit	6,0 kg/cm²	8,0 kg/cm²

Mischung 1 Kalk : 3 Kalk-Normensand.

b) Wasserkalkmörtel. Das Bindemittel ist der sog. hydraulische Kalk, über dessen Eigenart S. 72/73 Näheres zu finden ist.

Die Mischungsverhältnisse schwanken entsprechend den zahlreichen Arten dieses Bindemittels beträchtlich.

Die „Leitsätze“ unterscheiden schwach- und stark-hydraulische Kalke und verlangen folgende Festigkeiten von Würfeln der Mischung 1 Kalk : 3 Kalk-Normensand:

Zusammenstellung 43. Normenfestigkeit hydraulischer Kalke.

Lagerung		28 Tage	56 Tage
Kalkart	Festigkeit kg/cm²	21 Tage Luft 7 „ Wasser	21 Tage Luft 35 „ Wasser
schwach hydr. Kalke	Zug	2,0	3,0
	Druck	6,0	10,0
stark hydr. Kalke	Zug	5,0	8,0
	Druck	12,0	20,0

Literatur: Burchartz: Luftkalke und Luftkalkmörtel. Berlin: Julius Springer 1908.
Burchartz: Erhärtung der Luftkalkmörtel bei zeitweiser Anfeuchtung. Ton-Ind.-Ztg. 1911, S. 107, 1278.
Burchartz: Hydraulische Kalke, 1911. Verlag Ton-Ind.-Ztg.

c) Zementmörtel. Mischungsverhältnis mit Sand:

für Mauerwerk 1 : 3 bis 1 : 5,
für Putz etwa 1 : 2 bis 1 : 3.

Festigkeiten nach Durchschnittswerten des Mat.-Prfg.-Amtes Lichterfelde 1916:

	7 Tage	28 Tage	28 Tage
Zugfestigkeit	22 kg/cm²	28 kg/cm²	—
Druckfestigkeit	228 kg/cm²	326 kg/cm²	380 kg/cm²
		Wasser —	Kombinierte Lagerung

Die Ergebnisse schwanken je nach der Normenfestigkeit der verwendeten Zemente (s. S. 75).

Burchartz: Der Erhärtungsverlauf von Zement und Zementmörtel. Mitt d. Mat.-Prfg.-Amtes Berlin 1917, Heft 2/3.

d) Zementkalkmörtel (Verlängerter Zementmörtel). Übliche Mischungen liegen zwischen

1 Zem.	1 Kalk	5 Sand	und
1 Zem.	2 Kalk	6—8 Sand	

Über die Festigkeiten, besonders über den Einfluß der Höhe der Probekörper s. S. 99 und Abb. 55, S. 87.

e) Traßkalkmörtel. Als bewährte Mischungsverhältnisse nennt Burchartz im Betonkalender 1924, S. 185:

	Traß	Kalk	Sand (Rtl.)
Bruchsteinmauerwerk . . .	1	1	3
Hochwertiges Mauerwerk .	1	1	2
Fundamente	0,5	1	12—18
Putzmörtel	0,5	1	1,5

Nach Hambloch; Dt. Bauzg. Mitt. Nr. 20, S. 136, sind die Werte der Zusammenstellung 44 zu empfehlen.

Zusammenstellung 44. Traßkalkmörtelmischungen (Rtl.).

Mauerwerk	Traß	Fettkalk		Sand
		Teig	Pulver	
Unter Wasser dicht	1	$^2/_3$—1	1—$1^1/_2$	$1^1/_4$
Trocken { rascher erhärtend	$1^1/_4$—$1^1/_2$	1	$1^1/_2$—$1^3/_4$	$1^1/_2$—$2^1/_2$
Trocken { langsamer erhärtend	1	2	3	3—5
Putz in freier Luft	$1^1/_4$	1	$1^1/_2$	$2^1/_2$—$3^1/_2$
Innenputz	$1^1/_4$	1	$1^1/_2$	$1^1/_2$—$2^1/_2$

Näheres bei Burchartz: Traß und Traßmörtel. Mitt. d. Mat.-Prfgs.-Amtes. Berlin 1913, Heft 1.
Hambloch: Der Traß. Berlin: Julius Springer 1909.

Der Stoffbedarf einiger Mischungen wird von Foerster wie folgt angegeben:

Zusammenstellung 45. Stoffbedarf von Traßkalkmörtel.

Mischung (Rtl.)			Erforderlich für 1 m³ Mörtel			
Traß	Kalkteig	Sand	Traß l od. kg	Kalkteig l	Sand l	Wasser l
$1^1/_2$	1	$1^3/_4$	500	340	560	140
$1^1/_2$	1	2	488	325	650	150
1	1	2	350	350	700	140
1	2	3	185	370	925	150

Einen Anhalt für die zu erwartenden Festigkeiten gibt Zusammenstellung 46 (Hambloch a. a. O.).

Zusammenstellung 46. Festigkeiten von Traßkalkmörtel.

Mischung			Druckfestigkeit in kg/cm² nach		
Traß	Kalk[1])	Sand	28 Tagen	1 Jahr	2 Jahren
1	1	1	104	138	158
1	$1^1/_2$	2	100	157	194
1	2	3	75	128	146
$1^1/_2$	$1^1/_2$	2	120	190	231

Die Mörtel erhärten im allgemeinen besser unter Wasser als an der Luft (sehr feucht halten!).

[1]) Kalkpulver.

Die Erhärtung ist ziemlich langsam, daher bleibt der Mörtel länger elastisch, was bei großen Querschnitten sehr vorteilhaft ist. Hervorzuheben ist auch die große Dichtigkeit dieser Mörtelart.

f) Traßkalkzementmörtel. Der Zementzusatz dient zur Beschleunigung des Erhärtens und Steigerung der Festigkeiten.

Die von Hambloch empfohlene Mischung

$$1\,^1/_2 \text{ Traß} : 1 \text{ Zement} : {}^2/_3 \text{ Kalk} : 4 \text{ Sand (Rtl.)}$$

hat Druckfestigkeiten von 240 kg/cm² und Zugfestigkeiten von 32 kg/cm² ergeben.

g) Traßzementmörtel. Nach übereinstimmender Ansicht der bedeutendsten Zementforscher spaltet der Portlandzement einen erheblichen Teil seines Kalkes bei der Berührung mit Wasser als freies ungebundenes Kalkhydrat ab, das dann nach Art eines gewöhnlichen Luftkalkes durch Aufnahme von Kohlensäure eine weitere Verfestigung und Dichtungswirkung ausüben kann. Durch Zugabe von reaktionsfähiger Kieselsäure, wie sie im Traß vorhanden ist, wird durch die langsame chemische Wechselwirkung zwischen Kalk- und Kieselsäure der freie ungebundene Kalk allmählich zur Silikatbildung veranlaßt. Diese Umsetzung vermag die hydraulische Erhärtung der Masse noch wesentlich zu fördern, so daß ein Zusatz von Traß zum Zementmörtel einen festigkeitsteigernden Einfluß schon nach einiger Zeit auszuüben imstande ist. Die umfangreichen Versuche von Burchartz zeigen, daß die Festigkeitserhöhung mit steigendem Alter entsprechend der in der Kälte langsam verlaufenden Reaktion allmählich, aber stetig längere Zeit hindurch zunimmt. Beim Ersatz des Zementes durch Traß vermag letzterer nicht als ein dem Zement gleichwertiges Bindemittel zu wirken. Bei voller Gleichstellung des Trasses mit dem Portlandzement und dementsprechender Zurechnung zum Bindemittel ergibt sich ein Mischungsverhältnis, das bei der Verwendung von Zement als alleinigem Bindemittel unter sonst gleichen Bedingungen höhere Festigkeiten liefert.

Infolge der oben näher beschriebenen chemischen Einwirkung auf den Portlandzement übt der Traß einen dichtenden Einfluß auf den Zementbeton aus und macht den Beton widerstandsfähiger gegen den Einfluß von salzhaltigen Gewässern, so daß seine Anwendung z. B. bei Meerbauten von vielen Fachleuten als vorteilhaft für die Beständigkeit des Bauwerkes angesehen wird (vgl. die Arbeit von Dr. Calame: Dt. Bauzg., Zementbeilage 1918 S. 6 und Fortsetzung). Eine allseitig anerkannte Beurteilung dieser günstigen Wirkung liegt aber noch nicht vor.

Zum näheren Studium der Wirkungsweise und Eigenschaften des Trasses diene noch folgende Angabe der einschlägigen Literatur unter besonderer Berücksichtigung der in neuester Zeit erschienenen Arbeiten.

Burchartz: Traßmörtel. Berlin: Julius Springer 1908.
Hambloch: Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag in seiner Bedeutung für das Baugewerbe. Selbstverlag.
Ferner von demselben Verfasser eine Reihe von Broschüren auch im Selbstverlage erschienen.
Mitt. d. Mat.-Prfgs.-Amtes, Berlin-Dahlem 1921, desgl. 1903/04.
Burchartz: Traß als Ersatz für Zement und als Zusatz zum Zementmörtel (Zement 1924, H. 40 bis 44).
Herrmann: Über die Wirkung von Traß in Mischung mit Portlandzement. Dt. Bauzg. 1923.
Hierauf Erwiderung Gosslich: Zement 1923, H. 19.
Gegenerwiderung Herrmann: Zement 1923, H. 24.
Crantzler und Splittgerber: Das günstigste Mischungsverhältnis von Traß und Kalk. Zement 1923, H. 8 u. 9.
Erwiderung von Fredl u. Platzmann: Zement 1923, H. 12

c) Festigkeit und Elastizität des Mauerwerks.

Die „Mauerwerksfestigkeit“ beruht auf dem Zusammenwirken von Stein und Bindemittel. Sie ist zu unterscheiden von der Stein- und Ziegel- oder Würfelfestigkeit (s. S. 99). Die Praxis braucht Angaben über die „Druckfestigkeit“. Die Zerstörung von gedrückten Probekörpern erfolgt aber nicht durch Überwindung der Druckfestigkeit, sondern der bei allen steinartigen Baustoffen viel geringeren Zug- oder Scherfestigkeit. Diese Erkenntnis ist zu verwerten für die Anforderungen an Material und Bausausführungsregeln. Dahin gehören das Mauern mit vollen Fugen, Harmonie zwischen Stein und Bindemittel usw. Die zahlenmäßigen Angaben müssen sich aber vernünftigerweise auf die einfache Feststellung: Druckfestigkeit $= \frac{\text{Bruchlast}}{\text{Fläche}}$ beschränken.

Da das versteinerte Mörtelbett wegen ungleicher Beschaffenheit, Stärke und Preßbarkeit in praktischem Sinne niemals eine völlig gleichmäßige Spannungsübertragung gewährleisten kann, so entwickeln sich auch bei zentrischem Druck Biegungs- und Scherbeanspruchungen der Steine und die „Mauerfestigkeit“ sinkt stets unter die „Steinfestigkeit“ herab. Das erstrebenswerte Optimum ist eine möglichst hohe Ausnutzung der Steinfestigkeit.

Wird von „Mörtelfestigkeit“ gesprochen, so ist darunter „Würfelfestigkeit des Mörtels“ zu verstehen, bei der die Angabe des Alters nie fehlen darf. Ausführliche Erörterung von Versuchen bringen:

Burchartz in „Luftkalke und Luftkalkmörtel“. Berlin: Julius Springer 1908.

Graf: „Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk“. Stuttgart: Wittwer 1921.

Die Mörtelfuge hat aber Platten- nicht Würfelform. Ihre Festigkeit ist daher eine erheblich höhere als die Würfelfestigkeit. Folgende Zahlen aus meinem Laboratoriumsunterricht zeigen das Anwachsen der Festigkeit beiAbnahme der Höhe der Probekörper (Abb. 55).

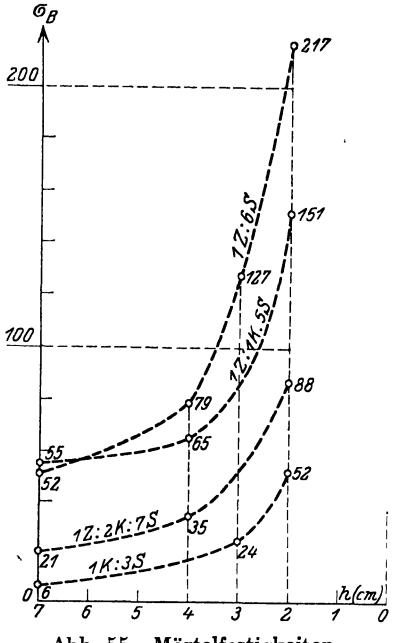


Abb. 55. Mörtelfestigkeiten.

Zusammenstellung 47. Druckfestigkeit kg/cm².

Mörtelart	Hohen der Probekörper von 50 cm² Fläche in cm							Versuche
	0,75	1	1,5	2	3	4	7	
1 Z. : 6 Sd.	—	618	—	217	127	79	52	Graf.
1 K. : 3 Sd.	—	—	—	52	24	—	6	Graf.
1 Z. : 1 K. : 5 Sd. . . .	—	—	—	151	—	65	55	Bauing.-Laboratorium Hannover.
1 Z. : 2 K. : 7 Sd. . . .	—	—	—	88	—	35	21	Bauing.-Laboratorium Hannover.
	Verhältnis von h zur Kantenlänge a							
1 Z. : 4 Kies $h/a =$	0,50	1	2	3,7	8	12		$\alpha = \frac{\text{Prismenfestigkeit}}{\text{Würfelfestigkeit}}$
1 Z. : 4 Kies α	1,41	1,00	0,95	0,87	0,86	0,84		

Da der Ziegelstein z. B. 6- bis 7 mal so hoch ist als die Fuge, so kann in einem harmonisch gestalteten Mauerwerk die Mörtelfestigkeit erheblich kleiner sein als die Ziegelfestigkeit.

Außer einigen Faustregeln ist in der Praxis über eine zutreffende Vorherbestimmung der zu erwartenden Mauerwerksfestigkeit wenig bekannt. Häufig

wird für gutes Steinmaterial ein mäßiger Mörtel oder umgekehrt hochwertiger Mörtel für mittlere Steinware gewählt. Auf das Burchartzsche Buch „Luftkalk und Luftkalkmörtel“ wurde schon verwiesen.

Die Arbeit von Graf: „Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk“, 1924 (Ernst & Sohn), bringt neuerdings systematisch erweiterte Erkenntnisse. Sie führt, aufbauend auf einer Formel von Prof. Kreüger, Stockholm (Tonindustrie-Ztg. 1916, S. 615), zu einer Näherungsgleichung zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerwerkspfeilern

$$K_m = \frac{k_s (4 + 0{,}1\, k_m)}{12 + 5 \frac{h}{b}} + 20,$$

K_m = Druckfestigkeit des Mauerwerkes
k_s = Würfelfestigkeit des Steines
k_m = „ des Mörtels
} kg/cm²,
h = Höhe der Körper in cm,
b = kleinere Seite des Querschnittes in cm.

Von den Ergebnissen aus den Hauptversuchen mit 41 Mauerwerkspfeilern (25,7 · 25,7 · 64,4 cm) ist in Zusammenstellung 48 ein Auszug gegeben.

Zusammenstellung 48. Festigkeit von Mauerwerkspfeilern.

Stein		Mörtel				Mauerwerksfestigkeit		Alter
Art	Würfelfestigkeit k_s	Mischung Z.	K.	Sd.	Würfelfestigkeit k_m	K_m	K_m/k_s	
Maschinen-Betonstein 1 : 5 : 7	85	—	1	4	5	35	0,41	28 Tage
		1	—	6	36	43	0,51	
		1	—	3	78	61	0,72	
Maschinen-Betonstein 1 : 2 : 3	215	—	1	3	13	62	0,29	3 Monate
		1	—	6	36	95	0,41	
		1	2	8	49	114	0,44	
		1	—	3	105	150	0,70	
Maschinen-Betonstein 1 : 2 : 3	322	—	1	3	3	82	0,26	2 Monate
Klinker	437	1	—	3	114	174	0,40	
„	450	0,5	0,5	6	7	112	0,25	

Der Einfluß des Faktors $\frac{h}{b}$ ist sehr groß und wird vom Verfasser bezüglich der Gültigkeit der Formel mit 6 begrenzt. Auch bei extremen Werten von k_m und k_s ergeben sich Unwahrscheinlichkeiten. Der Geltungsbereich der Formel liegt innerhalb der von dem gesunden wirtschaftlichen Empfinden der Praxis schon selbst gezogenen Grenzen.

Die Arbeit enthält noch viele wertvolle Hinweise auf die Elastizitätsverhältnisse von Stein, Mörtelfuge und Mauerwerk, wirtschaftliche Erwägungen über Mörtelverbrauch, der zur erreichten Druckfestigkeit in Beziehung gesetzt wird, Einfluß der Fugenhöhe und Verhältnis der Rißbildungslast zur Bruchlast, die als Gefährdungsmaßstab große Bedeutung haben kann.

Der Kampf „Ziegelmauerwerk gegen Beton“ ist ein wirtschaftlicher, ähnlich dem Wettbewerb „Eisen und Eisenbeton“. Die Praktiker der Tonindustrie können sich den Absatz im Gebiet des Bauingenieurwesens, das im Vergleich zum Hochbau viel höhere Ansprüche stellen muß, nur erhalten, wenn sie Gedankengängen der vorgetragenen Art die größte Aufmerksamkeit schenken.

Für Ingenieurbauten bestehen keine Sonderbestimmungen für die zulässigen Spannungen von Mauerwerk. Für Schornsteine (vgl. Abschnitt „Schornsteine"), die bei großen Abmessungen zweifellos hierher gehören, gilt in Preußen der Min.-Erlaß von 1902:

Nr.	Steinsorte	Mörtel (Rtl.)	Ziegelfestigkeit kg/cm²	Zul. Spannung kg/cm²
1	Hartbrandstein	1 Zem. : 2 K. : 6—8 Sd.	> 250	12—15
2	Hartbrandstein bzw. Klinker	zementreicher als unter 1.	größer als unter 1	$^1/_{10}$ der Mauerwerksfestigkeit; max. 25

Die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe von 1919, die sinngemäß angewendet werden, enthalten folgende Vorschriften:

a) Mauerwerk aus natürlichen Steinen. 1. Bestimmte Mittelwerte für die Druckfestigkeit lassen sich bei der großen Verschiedenheit der Gesteine in den einzelnen Brüchen und dort wieder in den einzelnen Schichten und Lagen — namentlich für Sandstein — nicht angeben.

2. Für Auflagergesteine ist eine 10- bis 15 fache Sicherheit
„ Pfeiler und Gewölbe „ „ 15- „ 20 „ „
„ schlanke Pfeiler und Säulen „ „ 25- „ 30 „ „
($b_{min} < h/10$)

anzunehmen.

3. Wenn keine Festigkeitsnachweise erbracht werden, sind folgende Werte nicht zu überschreiten:

Zusammenstellung 49. Zulässige Druckspannungen.

Gesteinsart	Zulässige Druckspannung kg/cm²			Bemerkungen
	Auflagersteine	Pfeiler und Gewölbe	Schlanke Pfeiler und Säulen	
Basalt	65	45	30	
Granit	60	40	25	
Syenit	55	40	25	Gültig für Quadermauerwerk.
Porphyr	40	30	20	
Marmor (Kalkstein)	30	20	15	
Basaltlava	20	15	10	
Sandstein	20	15	10	Bes. Vorsicht geboten.
Tuffstein		10	7	
Bruchstein		5—7		Je nach Beschaffenheit.

Angaben über den Mörtel, die von großer Bedeutung sind, namentlich beim Bruchsteinmauerwerk, fehlen.

Zur Veranschaulichung diene kurz die folgende Zusammenstellung nach Graf: „Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton und Mauerwerk" (1921).

Zusammenstellung 50. Pfeiler aus Bruchsteinmauerwerk ($h = 1{,}1$ m).

Gestein	Mörtel Mischung Rtl.				Druckfestigkeit kg/cm²				
					Stein	Alter 4 Wochen		Alter 3 Monate	
	Zem.	Kk.	Sd.	Feinkies		Mörtel	Mauerwerk	Mörtel	Mauerwerk
Muschelkalk	1	2	5	10	400 bis 1600	44	45	58	49
	1	—	$2^1/_2$	5		122	51	122	60
	1	—	$2^1/_2$	—		184	103	245	116
Jurakalk	1	—	$2^1/_2$	—	670 bis 1080	155	96	—	—

b) Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung, sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels gelten folgende Werte.

Die Baupolizei kann den Nachweis verlangen, daß die geforderten Mindestdruckfestigkeiten (d. h. also die Ziegel- bzw. Würfelfestigkeiten!) tatsächlich vorhanden sind.

Zusammenstellung 51. Zulässige Druckspannungen für Mauerwerk.

Nr.	Steinsorte	Min. Druckfestigkeit der Steine kg/cm²	Mörtel-Mischung Rtl.			Zul. Druckspannung kg/cm²		
						im Mauerwerk	für Pfeiler	
			Zem.	Kk.	Sd.		min $\frac{s}{h}$	kg/cm²
1	Schwemmsteine	20	—	1	3	3	—	—
2	Porige Ziegel	—	—	—	—	3—6	—	—
3	Mauerziegel II. Kl. sog. Mörtelsteine	100	—	1	3	bis 7	—	—
4	Mauerziegel I. Kl. Kalksandsteine	150	—	1	3	10	—	—
5	Desgl.	150	1	2	8	14	—	—
6	Hartbrandziegel Kalksandhartsteine	250	1	2	8	18	0,30 0,20 0,10	18 12 8
7	Klinker	350	1	—	3	35	0,30 0,20 0,10	35 20 10

Wenn das Mauerwerk überhaupt für Ingenieurbauwerke in Frage kommt, dann ist sein elastisches Verhalten in gleichem Maße wie die Festigkeit zu beachten. Die Formänderungen sind nicht nur im praktisch technischen Sinne, z. B. bei Gewölben und Schornsteinen, von Bedeutung, sondern dienen auch bei allen statisch unbestimmten Bauwerksformen als theoretische Rechnungsgrundlage. Nun wird der Kalkmörtel im Ingenieur-Bauwesen kaum Anwendung finden. Die Feststellung der Grafschen Arbeit, daß die Dehnungszahlen bei Verwendung von Kalkmörtel bis $\alpha = \frac{1}{9100}$ stiegen, bei Zementmörtel 1 : 3 bis $\alpha = \frac{1}{163000}$ heruntergingen, lassen aber doch die Wichtigkeit der Wahl der besten, noch wirtschaftlichen Mörtelart erkennen.

Esselborn: Lehrbuch des Hochbaus. 2. Aufl. Leipzig: Wilh. Engelmann 1913. Mauerwerk aus natürlichen Steinen, S. 14 bis 27; Mauerwerk aus künstlichen Steinen, S. 27 bis 33.

Breymann: Allgemeine Baukonstruktionslehre. 7. Aufl. Leipzig: J. M. Gebhardt's Verlag 1903. Mauerwerk aus natürlichen Steinen, S. 37 bis 59; Mauerwerk aus künstlichen Steinen, S. 4 bis 37.

Emperger: Die Tragfähigkeit von Ziegelmauerwerk nach engl. und amerik. Versuchen, Z. öst. Ing.-V. 1899, Nr. 48.

Talbot und Abrams: Tests of brick columns Bulletin 27, Eng. Exp. Station University Illinois 1908.

Wawrziniok: Ziegelfestigkeit und Mauerwerksfestigkeit. Tonind.-Zg. 1909, S. 1202 und 1913, S. 623.

Bach: Versuche mit Pfeilern aus Backsteinmauerwerk und Beton, Z. V. d. I. 1910, S. 1625.

Howard: Druckversuche mit Ziegelmauerwerk. Tonind.-Zg. 1913, S. 735.

Germer: Mörteluntersuchungen, Mauerwerksuntersuchungen. Tonind.-Zg. 1910.

Quietmeyer: Einfluß des Mörtels auf die Festigkeit des Mauerwerks. Bauing. 1920, S. 393.

II. Beton.

Die Aufgabe, eine systematisch gegliederte Darstellung der Güteeigenschaften des Betons, die den Praktiker besonders in unmittelbarer Beziehung zur Wirtschaftlichkeit interessieren, zu geben, erfordert ein Buch für sich, wenn die zahllosen wissenschaftlichen Forschungsergebnisse auch nur auszugsweise angeführt und kritisch erläutert werden sollen. Die Kenntnis des Aufbaues des Betongefüges und vor allem die Tatsache, daß der Beton kein Fertigfabrikat ist, sondern im organischen Zusammenhang mit der Bauwerksentstehung erst zu seiner charakteristischen Eigenart heranreift, lassen die Schwierigkeiten ermessen, die einer leicht übersehbaren Anordnung des Stoffes entgegenstehen. Die Quelle der Erkenntnis fließt vornehmlich aus den wissenschaftlich aufgebauten Versuchsreihen der Materialprüfungsämter und Bauingenieur-Laboratorien. Diese müssen allerdings ihre wertvollste Aufgabe darin sehen, die unmittelbare Verbindung mit der Praxis stets lebendig zu erhalten. Nur dem, der ebenso frei von wissenschaftlichen wie praktischen Scheuklappen ist, erschließt sich der Charakter des empfindlichen und leicht beeinflußbaren Materials.

Der Grundsatz des Verfassers, unter Voranstellung der Bedürfnisse der Praxis die Ergebnisse der Forschung mit ihr erläuternd und kritisch in Einklang zu bringen, leitet zur anschaulichen Verfolgung des Werdens des Betongesteines. Dabei ergeben sich die folgenden Abschnitte:

1. Entstehung des formbaren Gemenges.
2. Behandlung bis zum Eintritt der Ruhe am Verwendungsorte.
3. Befreiung von künstlicher Stützung (Schalung) infolge ausreichender Erhärtung.
4. Entwicklung in höherem Alter.

Jede andere Einteilung ist denkbar und hat ihre Vorzüge und Nachteile. Wer lange Jahre die Pflicht hatte, das gewaltige Gebiet in begrenzter Zeit dem Anfänger vortragen zu müssen, entwickelt seiner Persönlichkeit entsprechend eine bestimmte Eigenart der Gedankenfolge. Er hat damit aber auch ausreichende Gelegenheit zur Kritik an der Sache und an der eigenen Meinung. Eine ausführliche Angabe der Quellen in der Zeitschriftenliteratur verbietet sich durch die sehr große Zahl der einschlägigen Aufsätze. Sie würde auch unübersichtlich sein, da überall die Grenzen der behandelten Gebiete verwischt sind oder sich überdecken. An ihrer Stelle ist eine Übersicht der Inhaltsangaben einer Reihe von Werken zu der vorliegenden Sonderfrage gegeben. Die Zusammenstellung 52 bietet ein anschauliches Bild der Fülle der zu beachtenden Einflüsse.

An behördlichen Vorschriften werden die Bestimmungen über die Ausführung von Bauwerken aus Beton von 1925 als Beispiel angeführt und kurz als „Bestimmungen 1925“ bezeichnet[1]).

a) Entstehung des formbaren Gemenges.

Die Träger der Erhärtung oder Versteinerung sind das Bindemittel, das in der Folge kurz „Zement“ genannt wird, und das Wasser. Als Beton im Sinne der Bestimmungen 1925 gilt nur Zementbeton, d. i. ein Beton, bei dem als Bindemittel Portlandzement, Eisenportlandzement, Hochofenzement und Tonerdezement — als „Handelszement“ oder „hochwertige Zemente“ verwendet werden dürfen. Zuschläge von Traß, Kalk u. dgl. können beigegeben werden.

[1]) Gehlers „Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916 mit Beispielen“, die den notwendigerweise knapp gefaßten Text der Vorschriften mit sicherem Blick für die Erfordernisse der Praxis ergänzten, werden in Kürze in Umarbeitung für die neuen Bestimmungen 1925 erscheinen.

Zusammenstellung 52. Übersicht der Inhaltsangar

F. W. Büsing †, T. H., Berlin, und Dr. **C. Schumann.**

„Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen."

4. Aufl. Berlin 1912.

Verlag der Deutschen Bauzeitung.

VII. Eigenschaften des Betons S. 124—208.

a) Allgemeines S. 124–126.
b) Festigkeitsverhältnisse S. 127 bis 134.
c) Beschaffenheit der Materialien und ihr Einfluß auf die Festigkeit des Betons S. 134—145.
d) betr. Mischungsverhältnisse S. 145—152.
e) Einfluß der Bereitung und Verarbeitung auf die Festigkeit des Betons. Stampfbeton und Schüttbeton S. 152—158.
f) Einfluß von Feuchtigkeit; Wasserdichtigkeit S. 158—168.
g) Einfluß des elektr. Stroms S. 168—175.
h) Einfluß von Wärme und Kälte S. 175—191.
i) Verhalten des Betons im Meerwasser S. 191—201.
k) Verhalten des Betons in Wässern mit chemischen Beimischungen und in verunreinigten Gewässern 201—207.

VIII. Prüfung des Betons S. 209—226.

IX. Anwendungsformen und Anwendungen von Beton S. 227—246.

XI. Betonbereitung, -verarbeitung und -behandlung S. 340—474.

a) Allgemeines und Auswahl der Materialien S. 340.
b) Mischungsverhältnisse; Allgemeines über Materialbedarf S. 341—347.
c) Erfahrungsregeln für den Materialbedarf und Berechnung derselben S. 347—359.
d) Bereitung der Betonmasse und dazu verwendete Maschinen S. 359—401.
e) Verarbeitung des Betons S. 401—474.

Memmler und **Burchartz,**

Professoren, Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde.

„Handbuch für Eisenbetonbau."

2. Band: Der Baustoff und seine Bearbeitung.

3. Aufl. Berlin 1921.

Verlag W. Ernst & Sohn.

I. Baustoffe S. 1—117.

B. Bindemittel S. 21.
C. Zuschlagstoffe S. 46.
D. Mörtel und Beton S. 59—107.
Eigenschaften:
Mischungsverhältnis S. 60.
Wasserzusatz S. 67.
Ausbeute S. 70.
Gewicht S. 71.
Erhärtung und Festigkeit S. 72.
Verhalten gegen Wasser, Frost und Feuer S. 90.
Wärmeleitungsvermögen S. 92.
Luftdurchlässigkeit S. 94.
Schallsicherheit S. 96.
Nagelbarkeit S. 97.
Verhalten gegen Wässer verschiedener Arten S. 98.
Verhalten gegen Säuren, Alkalien und Salze S. 99.
Verhalten im Meerwasser S. 99.
Verhalten gegen Fette, Öle, Teere usw. S. 100.
Wasserdichtigkeit S. 100.
Ausschwitzen S. 103.
Raumänderung S. 104
Abnutzung S. 106.

V. Die Verarbeitung des Betons S. 175—189.

Der Zement S. 175.
Die Zuschlagstoffe S. 175.
Das Wasser und die Größe des Wasserzusatzes S. 178.
Die Zubereitung des Betons S. 179
Der Einbau des unbewehrten Betons S. 180.
Maßnahmen gegen Frost, Sonnenbestrahlung und Schwindung S. 183.
Ausschalung und Nachbehandlung S. 185
Herstellung des Vorsatzbetons S. 186.
Besondere Betonierungsarten S. 187.

M. Foerster,

Geh. Hofrat, ord. Prof. T. H Dresden.

„Die Grundzüge des Eiso betonbaues."

2. Aufl. Berlin 1921.

Verlag Jul. Springer.

I. 2. Der Baustoff des V bundbaues im allgemeir S. 6—23.

Anfangsspannungen S. 7.
Einfluß der Wärmeschwankun und des Schwindens S. 9.
Schwellung und Schwindung S.
Dehnungsfugen S. 14.
Einfluß von Kälte und Wär Feuer S. 14.
elektr. Strömen S. 15.
Rostgefahr S. 16.
Seewasser, Moorwasser S. 1o
Moorboden, Gaswasser S. 2

I. 3. Der Beton S. 23—57

Würfelprobe S. 25.
Empergersche Kontrollbalken S. 25.
Zuschlagstoffe S. 28.
Mischungsverhältnis S. 33.
Elastisches Verhalten S. 38.
Elastizitätszahl S. 41.
Druckfestigkeit S. 43.
Zugfestigkeit S. 48.
Schubfestigkeit S. 53.
Zulässige Spannungen S. 55.

H. Boost, Geh. Rat, o. P. T. Berlin.

„Der Beton- und Eisen betonbau."

1920, Darmstadt.

Verlag Hugo Sadowsky.

A. Der Beton.

1. Die Bestandteile S. 1—23.
a) Der Zement S. 1—8.
b) Die Zuschläge S. 8—18
c) Aufbereitung S. 11—19
d) Mischungsverhältnis S bis 21.
e) Ausbeute S. 21—23.
2. Festigkeitsverhältnisse S. 24-
Druck-, Zug-, Biegungs- Schubfestigkeit S. 24—
Vergleich der verschiede Festigkeiten S. 36—37.
Volumenänderung S. 37—
Einfluß der Temperatur S bis 39.
3. Elastizitätsverhältnisse S. 39

verschiedener Autoren für das Kapitel „Beton als Baustoff".

K. Hager,
Professor, Direktor der bayerischen Landesgewerbeanstalt in Nürnberg.
„Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons."
1916, München u. Berlin.
Verlag R. Oldenbourg.

1. Allgemeines.
   Eigenspannungen S. 4. Rostschutz S. 6.
2. Baustoffe.
   Der Beton S. 9—15.
   (Bindemittel, Mischungsverhältnisse, Würfelfestigkeit, elastisches Verhalten, Elastizitätszahlen, Wärmeausdehnungszahl.)
3. Zentrischer Druck S. 21—39.
4. Zugfestigkeit und Dehnungsfähigkeit S. 39.
5. Schub- oder Scherfestigkeit S. 43.
7. Die Normalspannungen bei Biegung S. 51 bis 109.
8. Die Schubspannungen bei Biegung S. 109 bis 142.

E. Mörsch,
Dr.-Ing. e. h., Prof. T. H., Stuttgart.
„Der Eisenbetonbau."
I. Band, 1. Hälfte.
5. Aufl. Stuttgart 1920.
Verlag Konrad Wittwer.

Die Baustoffe und ihre Eigenschaften.
Der Beton S. 24—93.
- Die Bestandteile des Betons und das Mischungsverhältnis S. 24—35.
  - Der Zement S. 24.
  - Sand, Kies oder Kleinschlag S. 30.
  - Mischungsverhältnis S. 32.
- Verhalten des Betons gegen chemische und elektrische Einflüsse, Rostschutz S. 35—48.
- Die Festigkeit und Elastizität des Betons S. 48—93.
  - Druck- und Zugfestigkeit S. 48.
  - Elastizität S. 58.
  - Biegungsfestigkeit S. 66.
  - Schub- und Scherfestigkeit S. 73.

Das Schwinden und Schwellen des Betons S. 121—139.
Die Wärmeausdehnungszahl des Betons S. 139—142.

E. Probst,
o. Prof. T. H., Karlsruhe.
„Vorlesungen über Eisenbeton".
1. Band, 2. Aufl.
Berlin 1923.
Verlag Jul. Springer.

I. Beton.

1. Allgemeines S. 7—13.
2. Bestandteile S. 13—24.
3. Mischen, Mischungsverhältnisse, Ausbeute S. 25—30.
4. Elastizität und Festigkeit S. 30—77.
5. Strukturuntersuchungen S. 77—89.

III. 3. Volumenänderungen und Spannungen beim Erhärten S. 127 bis 147.
4. Dehnungsfähigkeit, Bedeutung der Wasserflecke S. 147—171.
5. Wasserdichtigkeit S. 171—187.
6. Verhalten gegen verschiedene chemische Einflüsse S. 187—210.
7. Die Wirkung des elektrischen Stromes S. 210 bis 217.
9. Einfluß der Temperaturen S. 235—261.

R. Saliger,
o. Prof. T. H., Wien.
„Der Eisenbeton".
5. Aufl. Leipzig 1925.
Verlag A. Kröner.

2. Herstellung des Betons
S. 8—32.

Portlandzement; Deutsche Normen; Sand, Kies und Zuschläge; Zubereitung der Betonmasse; Stampfbeton; Gußbeton; Spritzbeton; Schalungen; Dichte des Mörtels; Ausbeute und Mischungsverhältnisse; Berechnung des Stoffbedarfs.

3. Eigenschaften des Betons
S. 32—38.

Gewicht; Porigkeit und Durchlässigkeit; Abnutzbarkeit; Wärmedehnung und -leitung; Einfluß des Frostes; Chemische Einflüsse; Schwindung.

4. Festigkeit des Betons
S. 38—54.

Allgemeines; Größe und Gestalt der Probekörper; Beschaffenheit des Zements; Zementgehalt und Mischung; Wasserzusatz; Mischart und Stampfarbeit; Alter; Frostwirkung; Weitere Einflüsse; Würfel- und Bauwerksfestigkeit; Zugfestigkeit; Biegefestigkeit; Schubfestigkeit.

5. Formänderungen des Betons
S. 55—64.

Veränderlichkeit des Dehnmaßes; Federnde und bleibende Formänderungen; Ergebnisse aus Druck-, Zug- und Biegeversuchen; Rechnerischer Zusammenhang der Zug- und Biegefestigkeit; Zusammendrückbarkeit und Dehnfähigkeit des Betons.

Beton mit Traßkalkmörtel oder ähnlichen Bindemitteln ist von den Vorschriften also ausgeschlossen. Für eine große Anzahl von Bauaufgaben ist diese Beschränkung sachlich nicht gerechtfertigt.

Das Objekt der Verkittung ist das als „tote Bauelemente" bezeichnete Korngemenge.

1. Das Mischen.

Der Fertigungsvorgang ist das „Mischen", das begrifflich nach dem „Was", dem stofflichen Mengenverhältnis, und dem „Wie", der Güte der Mischarbeit, zu trennen ist. Das Mischen mit Hand kann nur für kleine Mengen wirtschaftlich sein und wird auch bei Ausführung durch erprobte Facharbeiter mit gutem Willen und energischer Disziplin den gewünschten Grad der Innigkeit kaum erreichen. Die Vorstellung der Umänderung des „Zementpulvers" mit dem Wasser zum „Zementgestein" verlangt eine feinste Verteilung der verschwindend kleinen Partikelchen des Zementes (s. Siebanalyse S. 60), damit jedes an seiner Stelle die verkittende und füllende Wirkung ausüben kann und nicht unaufgeschlossene Klumpen unbenutzt eingeschlossen werden.

Für jedes nennenswerte Ingenieurbauwerk ist daher „Maschinenmischung" von ausschlaggebend wirtschaftlicher und technischer Bedeutung.

Die Wahl der Maschinenart ist eine Frage der Erfahrung, der Baustellenanordnung und der Kapitalkraft.

Die übliche Einteilung der verschiedenen Bauarten ist:

A. Mischung erfolgt durch Zusammenschütten:
   a) Freifallmischer (mitunter behördlicherseits nicht zugelassen). Zusammenschütten in Stufen.
   b) Mischer mit drehendem Behälter (Trommel, Zylinder oder Kegel). Zusammenschütten in wiederkehrendem Kreislauf.

B. Mischung erfolgt durch zwangsweises Durchschaufeln (Rührwerke) und Durchkneten (Kollergänge).

Die Maschinen arbeiten teils absatzweise, teils ununterbrochen.

Die Achsen werden senkrecht, wagerecht und schräg angeordnet.

Für Mörtelbereitung dienen nur Maschinen zu B. Die deutschen Industrie-Normen (Blatt DIN 459) geben folgende Baugrundsätze:

Zusammenstellung 53. Baugrundsätze für Betonmischmaschinen.

Größe		1	2	3	4	5	6	7
Fassungsvermögen [1]) in Liter		75	150	250	375	500	750	1000
Wasseranschluß nach DIN 2041	Nennweite in Zoll		1″		1½″		2″	
	Außendurchmesser in mm		34		48,5		60	
	Wandstärke in mm		3,25		3,5		3,75	
Durchmesser des Antriebwellenendes in mm			50		60		70	
Mindesttragkraft d. Winde bei 25 m/Min. Fördergeschwindigkeit in kg brutto [2])			400	600	1000	1250	—	—

[1]) Als Fördergefäße zum Beschicken der Mischmaschinen bzw. der Einfüllkästen

Der Antrieb erfolgt durch Kraftmaschinen (Elektro- oder Explosionsmotor, Dampfmaschine, Wasserkraft). Die Mischmaschinen sind vielfach gleichzeitig mit einem Material-Bauaufzug ausgerüstet, der das Mischgut in den Mischbehälter schafft. Der Wasserzusatz erfolgt während des Mischens in der Mischtrommel.

Die Bewährung einer Maschine ist in hohem Maße von der Behandlung abhängig. Wird auf der Baustelle darauf geachtet, daß regelmäßig gereinigt und ausreichend geschmiert wird, daß die Bedienungsvorschriften befolgt werden und womöglich dasselbe Personal verantwortlich mit der Bedienung betraut wird, so werden die meisten Fabrikate zur Zufriedenheit arbeiten. Urteile über die Bewährung einer Maschine sind selten objektiv, weil Sondererfahrungen und -wünsche leicht verallgemeinert werden. Abfällige Beurteilungen sind deshalb mit Vorsicht aufzunehmen. Eingehende Besprechungen der Einzelheiten finden sich in:

Ast, Feodor: Der Beton und seine Anwendung, S. 101—140. Berlin: Verlag der Tonind.-Zg. 1907.
Büsing-Schumann: Der Portlandzement und seine Anwendungen. 4. Aufl. S. 374 bis 401. Berlin: Verlag der Dt. Bauzg. 1912.
Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., II. Bd., S. 117—156 (G. Albrecht).

Die zahlenmäßigen Unterschiede von Festigkeiten des von Hand und maschinell gemischten Betons sind durch zahlreiche Versuche zu rd. 10 % zugunsten des Maschinenbetons festgestellt. Dabei ist zu beachten, daß der Begriff „Handmischung“ nur individuell, nicht objektiv zu kennzeichnen ist. Die Versuche bieten aber den wirtschaftlichen Fingerzeig, daß gleiche Materialmengen bei Handmischung: 4 Arbeiter und 8 maliges Umschaufeln, und Maschinenmischung: 2 Minuten trocken, 4 Minuten feucht gemischt den erwähnten Unterschied ergaben. Für durchschnittliche Leistungen auf der Baustelle ist die Güte des Maschinenbetons naturgemäß noch höher einzuschätzen. Dieser Erfolg hängt auch zusammen mit der Zuverlässigkeit eines geregelten und prüfbaren Wasserzusatzes.

Der Anspruch an die Mischarbeit an sich ist also zusammengefaßt in der Höchstleistung an Innigkeit der Mischung.

2. Das Mengenverhältnis.

Das Ergebnis der Wahl des Mengenverhältnisses entspricht der Bildung einer Resultierenden aus den Komponenten. Hier sind die Komponenten: Zement, Wasser, Feinkorn (Sand) und Grobkorn (Kies, Schotter) zu einem Optimum in technischer und wirtschaftlicher Beziehung zusammenzufügen. Keine von ihnen stellt einen auch nur annähernd festen Einheitswert dar. Die Variationsmöglichkeit beruht also nicht nur auf den Mengenstufungen der Einzelteile. Nach praktischer Ausdrucksweise ist ein Beton aus den Raumteilen

$$1 \text{ Zement} + 3 \text{ Sand} + 5 \text{ Schotter} + 10\,\% \text{ Wasser}$$

kein Beton bestimmter Güteeigenschaften. Ein Ausgleich kann sowohl bei Beibehaltung der Zahlen durch Änderung der Eigenart der einzelnen Komponenten erfolgen, als auch durch Änderung der Mengen. Mit schlechterem

sind Schubkarren von 75 l Fassungsvermögen oder Kipper von 250, 500 oder 750 l Fassungsvermögen zu verwenden.

[2]) Unter der Annahme, daß die Winde gleichzeitig Mischmaschine und Aufzug bedient. Die Einfüllöffnungen sind so zu gestalten, daß die Beschickung mit Fördergefäßen jeweils entsprechend der Größe der Maschine ohne Streuverlust möglich ist. Die Auslauföffnungen sind so auszubilden, daß die Fördergefäße ohne Streuverlust beschickt werden können. Die Drehrichtung der Hauptantriebsachse ist auf der Maschine durch einen Pfeil anzugeben.

Zement und besserem Korngemenge, mit besserem Zement und minderwertigem Korngemenge kann sehr wohl das gleiche Ergebnis bei gleichem Zementgehalt erzielt werden. Desgleichen kann eine magere Mischung mit gutem Korngemenge einer fetteren mit schlechterem Korngemenge ebenbürtig sein.

Zweifellos hat die Komponente „Zement" die größte Stoßkraft in der Beeinflussung der Resultierenden. Die Praxis, die einfache Richtlinien für ersprießliche Arbeit braucht, ist stark von dem Nimbus der traditionellen Mischungsangabe „1 Teil Zement zu *n* Teilen Zuschlag" befangen.

Der „Zement" wird vielfach wie ein gleichartiges Standardmaterial behandelt, etwa wie Flußeisen. Nun bestehen zwar die „Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement (Eisenportland- und Hochofenzement)". Die Anforderungen und Garantien der Normen bewegen sich aber auf einer Höhe, die auch von den schwächeren Fabrikanlagen für Herstellung von „Handelszementen" geleistet werden (s. Abb. 75). Wer zahlreiche Zementprüfungen der verschiedensten Marken ausgeführt hat, weiß, daß die Normen von vielen Produkten weit überschritten, von anderen gerade erreicht werden. Die Unterschiede der Ergebnisse der Druckfestigkeitsproben belaufen sich auf Hunderte von Atmosphären, in meinem Institut z. B. in 3 Jahren bei rund 200 Normenprüfungen im Alter von 28 Tagen auf max. 584 — min. 250 = 334 kg/cm², ohne Spezialzemente und Versager mitzurechnen, d. h. max. : min. = 234 : 100.

Bei dem ebenfalls „genormten" Bauflußeisen schwanken die Zahlen zwischen 4400 und 3700 kg/cm², d. h. nur zwischen 119 % und 100 %.

Der Durchschnittsunternehmer kann sich auf regelmäßige Prüfung der Zementfestigkeiten nicht einstellen. Er muß mit dem Normenminimum rechnen und Festigkeitsüberschüsse als ein freundliches Geschenk hinnehmen. Aber bei umfangreichen wichtigen Bauwerken „lohnt es sich". Die Bestimmungen kennen als „Güteprüfung" nur den Druckversuch. („Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. 1925.") Da der bessere Zement bei sonst gleichen Verhältnissen den besseren Beton liefert, kann also zur Gewährleistung der vorgeschriebenen Druckfestigkeit bei seiner Verwendung die Mischung gemagert, d. h. Zement gespart werden.

Als Richter fungieren die Baupolizeibehörden und das eigene Verantwortungsgefühl. Erstere handeln leicht bürokratisch und müssen es z. T. tun. Das Verantwortungsgefühl der Bauleiter aber sollte mehr von systematischem Voraussehen, von regelmäßigen statistischen Nachweisen der Zementgüte gestützt werden, dann würden viele lästige Streitfälle vermieden und mancher Brunnen zugedeckt sein, ehe das Kind hineinfiel. Dasselbe gilt für die Zuschlagstoffe, wenn auch in geringerem Maße der Bedeutung für das Endergebnis. Selbst auf großen Baustellen werden vorhandene oder leicht beschaffbare Zuschlagstoffe verarbeitet ohne Prüfung, ob durch einfache maschinelle Trennungs- und Zusammensetzungsanlagen ein hochwertiges Korngemenge geschaffen werden kann. Ob die damit verbundene Zementersparnis die Einrichtungskosten übersteigt, ist eine Kalkulationsfrage, bei der die Vorbereitungsunkosten keine nennenswerte Rolle spielen dürften.

Der Übergang von der Mischung 1 : 5 auf 1 : 6 bedeutet nach Zusammenstellung 54, S. 98, eine Ersparnis von rd. 310 — 270 = 40 kg Zement auf 1 m³ Stampfbeton, d. i. rd. 14 % der Zementkosten. Werden die dort angegebenen Festigkeitsschwankungen beachtet, so ist zu erkennen, daß eine Verbesserung des Zuschlages die Zementverringerung zum mindesten ersetzen kann, denn der Gütemaßstab ist der „Druckversuch".

Die letzte Komponente, das „Wasser", dessen stoffliche Beurteilung auf S. 80 gegeben ist, wird in der Praxis der Menge nach am rohesten behandelt. Die Begriffe der Konsistenz, „erdfeucht" oder stampffähig, „plastisch" oder

weich — „flüssig“ oder gußfähig, mit anderen Worten „Stampfbeton“, weicher bzw. plastischer Beton und „Gußbeton“ befriedigen das praktische Unterscheidungsbedürfnis. Rückhaltlos wird zugestanden, daß einer Verfeinerung der Arbeitsmethode hier die größten praktischen Schwierigkeiten entgegenstehen. Ob und wieweit die überraschenden Ergebnisse der neuesten Forschung sich wirtschaftlich vorteilhaft in die Praxis umsetzen lassen, kann noch nicht mit angenäherter Wahrscheinlichkeit des Erfolges vorausgesagt werden (s. Fußnote Nr. 10 S. 10 der Bestimmungen 1925). Der Schlachtruf: „Hie Stampfbeton — hie Gußbeton“ ist zwar noch nicht verklungen, im wesentlichen ist aber nach Maßgabe der statischen Aufgaben der Bauwerksformen und wirtschaftlichen Erwägungen der Betonherstellung, -förderung und -unterbringung der Kampf zugunsten des Gußbetons entschieden[1]).

Rückschauend wird nun leicht erkannt, welche Überfülle an Variationen und Kombinationen im Sinne der Wahrscheinlichkeitsrechnung hier vorliegt. Gebaut muß aber werden, und zwar nach einfachen Gesetzen!

Letzten Endes maßgebend sind die allgemein anerkannten behördlichen Vorschriften. Sie verlangen den Nachweis der Druckfestigkeit in eng umrissener Form. An Versuchen sie zu vertiefen und auszubauen hat es nicht gefehlt. Die in der Abhandlung von Löser: „Die Gütevorschriften für Beton“, Bauing. 1921, S. 229 geforderte Überprüfung in dem Sinne, daß das Material bei Benutzung eiserner Formen nur in erdfeuchter Konsistenz untersucht wird, und daß die Sätze des § 8, 3 der Vorschr. 1916: „Erdfeuchter Beton ergibt die größte Festigkeit“, und: „Soll bei höherem Wasserzusatz größere Festigkeit erreicht werden wie bei erdfeuchtem Beton, so ist größerer Zementzusatz erforderlich“, gestrichen werden, ist in den Bestimmungen 1925 erfolgt.

Die jetzt geforderten Würfelfestigkeiten des Betons sind getrennt in:

W_e 28 d. i. Würfelfestigkeit erdfeuchten Betons nach 28 Tagen

W_b 28 „ „ „ von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wird, nach 28 Tagen (W_b 28 ist rd. $^1/_2$ W_e 28). Emperger vertritt den Vorschlag, die Würfelprobe durch eine Balkenbiegungsprobe zu ersetzen[2]). Der Vorschlag hat in den deutschen Bestimmungen 1925 keine Aufnahme gefunden.

Die Behörde und nach ihrem Vorbild auch der Selbstverantwortliche prüft in der Mehrzahl der Fälle nachträglich, d. h. während des Bauens. Also lautet die Frage zunächst: Welches Ergebnis ist aus dem gewählten Mengenverhältnis zu erwarten? Natürlich muß bei Vorversuchen mit einem Unterschied zwischen laboratoriums-technisch hergestelltem und aus der Mischmaschine zufällig entnommenem Beton gerechnet werden.

Um eindrucksvolle Übersichtlichkeit zu wahren, werden die Variationsmöglichkeiten nach der Reihenfolge der obengenannten Komponenten gegliedert. Die Beispiele sind aus der umfangreichen Literatur, wo sie sich z. T. häufig wiederholen, nach dem Gesichtspunkt möglichster Anschaulichkeit und Einfachheit herausgegriffen. Versuchsergebnisse aus dem Unterricht mit Studierenden in meinem Institut sind dort angeführt, wo die Versuche in pädagogischem Sinne besonders prägnant vorgerichtet und ausgefallen sind.

A. Komponente „Zement“.

Unter den erwünschten und zu erwartenden Eigenschaften des Betons hat die Druckfestigkeit das größte Interesse für den Praktiker.

---

[1]) Franzius: Erfahrungen mit Gußbeton. Beton Eisen 1914, S. 49. — Otzen: Stampfbeton oder Gußbeton. Bauing. 1923, S. 466.

[2]) Neumann: Eine Güteprobe für Beton System Dr. v. Emperger. 1911. Ernst & Sohn.

I. Druckfestigkeit. Zahlenmäßige Angaben über den Einfluß besseren oder schlechteren Zementes erübrigen sich. Daß unter sonst gleichen Verhältnissen ein Beton mit einem Zement A ($W_e 28 = 500$ kg/cm²) höhere Druckfestigkeit erreicht als der Vergleichsbeton mit dem Zement B ($W_e 28 = 250$ kg cm²) ist selbstverständlich. Versuchsergebnisse ohne Angabe der Normenfestigkeit des verwendeten Zementes haben für absolute Werturteile gar keinen, für relative Betrachtungen beschränkten Wert.

Zusammenstellung 54. Grundlage: Burchartz — Armierter Beton 1911. Würfel 30/30 cm; Alter 28 Tage.

Mischung Rtl.	Wasserzusatz Gew.-% von	bis	Raumgewicht kg/l von	bis	Druckfestigkeit kg/cm² von	bis	max/min %	Zementgehalt kg auf 1 m³ Stampfbeton von	bis	max/min %	Verhältnis der max/min = Werte Druckfestigkeit zu Zementgehalt
1 : 3	6,3	9,0	2,21	2,37	266	396	149	460	556	121	1,23
mittel	7,0		2,34		330			470			
1 : 4	5,4	9,0	2,19	2,40	159	391	246	336	408	122	2,02
mittel	6,5		2,32		280			380			
1 : 5	5,0	8,0	2,14	2,34	129	305	236	270	384	142	1,66
mittel	6,0		2,30		210			310			
1 : 6	5,3	6,2	2,23	2,37	164	365	216	248	332	134	1,61
mittel	5,5		2,25		170			270			
1 : 8	4,8	5,4	2,18	2,31	107	256	239	200	223	112	1,78
mittel	5,2		2,23		150			210			

Die Menge der Betonkomponente „Zement" ist also von starkem Einfluß auf die resultierende Betondruckfestigkeit. Wie stark sie aber auch bei gleichen Mischungen schwankt, ist aus Zusammenstellung 54 ersichtlich. Sie ist von Burchartz, dem wohl die zahlreichsten Versuchsergebnisse zur

Zusammenstellung 55. Mittlere Druckfestigkeiten kg/cm². Alter: 28 Tage.

Mischung Rtl.	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6	1 : 8	1 : 10	1 : 12	Bemerkungen
Druckfestigkeit	350	270	215	175	130	90	65	Handbuch für Eisenbeton
1 : 3 = 100 %	100	75	60	50	35	25	18	
Druckfestigkeit	300	240	200	160	105	80	60	Zement-Kalender 1925
1 : 3 = 100 %	100	80	67	53	35	27	20	
Druckfestigkeit	327	270	257	254	216	164	128	guter Flußkiessand + Rheinkiesel [2]) — Bauing.-Labor. Hannover [1])
1 : 3 = 100 %	100	83	79	78	66	50	39	
Druckfestigkeit	202	166	138	95	72	—	57	mäßiger Gruben-Kiessand [3]) — Bauing.-Labor. Hannover [1])
1 : 3 = 100 %	100	82	68	47	35	—	28	

(Dtsch. Ausschuß für Eisenbeton, Heft 19 (1912) und Östr. Eisenbetonausschuß, Heft 6 (1917)).

Verfügung stehen, im „Armierten Beton" 1911 veröffentlicht. Zu beachten ist, daß alle Versuchskörper von geübten Arbeitern genau nach den Normen hergestellt wurden. Die Zahlen sind Größt-, Kleinst- und Mittelwerte aus den Ergebnissen aller Kiesbetonprüfungen eines Betriebsjahres. Die Probekörper enthielten also ganz verschiedene Zemente und Zuschlagstoffe und

[1]) Bei diesen Versuchen war aus pädagogischen Gründen absichtlich ein großer Unterschied in der Betonzusammensetzung gewählt.

[2]) Zement A. $W_f 28 = 401$ kg/cm²; Z. 28 = 31,7 kg/cm²; Grobkorn $^1/_3$, Feinkorn $^2/_3$ Zuschlagstoffe gewaschen.

[3]) Zement B. $W_f 28 = 254$ kg/cm²; Z. 28 = 23,4 kg/cm². Zuschlag ungewaschen, etwas unrein.

erforderten, wie ersichtlich, auch verschiedene Wasserzusätze zur Erreichung der vorschriftsmäßigen Konsistenz. Die Schwankungen des Zementgehaltes in kg/m³ erklären sich aus der Ungleichheit der Litergewichte.

Burchartz gibt an anderer Stelle im „Handbuch für Eisenbetonbau", II. Bd., 3. Aufl. 1921, S. 77 als durchschnittlich normalerweise im Alter von 28 Tagen zu erwartende Festigkeiten folgende Zahlenreihe. In der Zusammenstellung 55 sind darunter Ergebnisse eingetragen, die aus meinem Laboratoriumsunterricht stammen. Schließlich sind Angaben für die Praxis aus dem Zementkalender 1925 berücksichtigt.

Zusammenfassung: Die Druckfestigkeit wächst mit dem Zementgehalt der Mischung. Die relativen Verhältniszahlen zeigen bei sonst gleichen Voraussetzungen gute Übereinstimmung. Die absoluten Werte schwanken in weiten Grenzen.

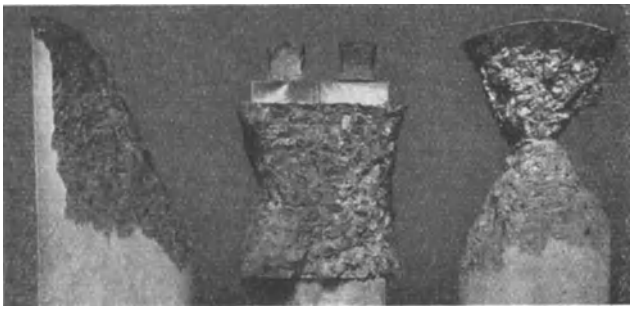


Abb. 56. Zerstörungsformen.

Diese reine Druckfestigkeit K_d unterscheidet sich nicht unwesentlich von der Biegungsdruckfestigkeit K_{bd}, die für das gleiche Material stets höher ausfallen wird.

Nach unmittelbaren Versuchen mit Probebalken, die von Emperger in der Form des hochbewehrten Kontrollbalkens für die Güteprüfung vorgeschlagen werden, ist $K_{bd} = 1$ bis $2\ K_d$, i. M. rd. $1{,}7\ K_d$.

Eine Zerstörung durch Überwinden der Druckfestigkeit im wahren Sinne des Wortes, also durch „Zermalmen" kommt nur bei plattenförmigen Versuchskörpern ($h < \sim \frac{1}{6} d$) vor. Was im landläufigen Sinne als „Druckfestigkeit" bezeichnet wird, d. h. der Quotient $\frac{\text{Gemessene Bruchlast}}{\text{Fläche}}$, ist nur ein, allerdings einfaches und brauchbares, ja unumgängliches Sinnbild. Die wahren Zerstörungsvorgänge beruhen auf dem Versagen von Zug- und Schubfestigkeiten in mannigfachen Kombinationen, die durch die technische Unmöglichkeit, den Druckflächen der Probekörper eine durch Reibung ungehemmte Formänderung zu verschaffen, noch verwickelter werden. Auch hier heißt es „das Einfache als praktische Regel billigen im vollen Bewußtsein der tatsächlich abweichenden verwickelten Vorgänge!" und nicht in den Fehler zu verfallen „den Wald vor Bäumen nicht zu sehen". Die in Abb. 58, S. 100 gegebenen schematischen Skizzen und das Lichtbild der Abb. 56 müssen im Hinblick auf den Umfang des Buches hier nähere Erläuterungen ersetzen.

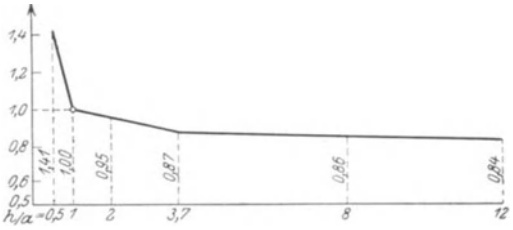


Abb. 57. Prismen- und Würfelfestigkeit.

Eine Übersicht über den Einfluß des Höhenverhältnisses der Probekörper auf die Druckfestigkeit, die sog. Beziehung zwischen Würfel- und Prismen- oder Säulenfestigkeit gibt nach Versuchen von Bach Abb. 57.

Auch die absolute Größe der würfelförmigen Probekörper ist auf das Prüfungsergebnis von erheblichem Einfluß. Vgl. Armierter Beton 1922, S. 291, Burchartz.

Zusammenstellung 56. Mittlere Druckfestigkeitswerte.

Kantenlänge der Würfel cm	Druckfestigkeit in kg/cm²	kg/cm³	Verhältniszahlen: Festigkeit der 7,1-cm-Würfel = 100	
7,1	475	68	100	100
10,0	460	46	97	68
20,0	422	21	89	31
25,0	373	15	79	22
30,0	375	13	79	19
40,0	328	8	69	12
50,0	367	15	77	22

Die theoretische Druckspannungsermittelung bei exzentrischer Belastung entspricht nicht den Ergebnissen der Versuche. Quietmeyer hat bei der Prüfung von 14 Mauerwerkspfeilern gefunden, daß die exzentrisch belasteten Körper ($e \leqq {}^1/_8\, d$) nahezu die doppelte Materialbeanspruchung ertrugen, wie die zentrisch belasteten (vgl. Bauingenieur 1920, S. 393—396). Daß die Tatsache, ganz abgesehen von der Größe der Zahlen, erklärbar ist, ergibt sich aus folgender Überlegung.

Die Druckfestigkeit bei streifenförmiger Belastung folgt nach Bauschinger dem Gesetz:

$$K_d' = K_d \sqrt[3]{\frac{F_1}{F_2}}; \text{ für } F_2 = {}^1/_8\, F_1 \text{ wird } K_d' = 2\, K_d.$$

Die Spannungsverteilung bei exzentrischer Belastung hat in ähnlicher Weise zur Folge, daß nicht alle Fasern gleichmäßig beansprucht werden, sondern daß die innen liegenden Fasern ihre nach außen zu liegenden Nachbarn in ihrer Formänderung behindern. Ein schematisches Bild dieser Vorgänge gibt Abb. 58.

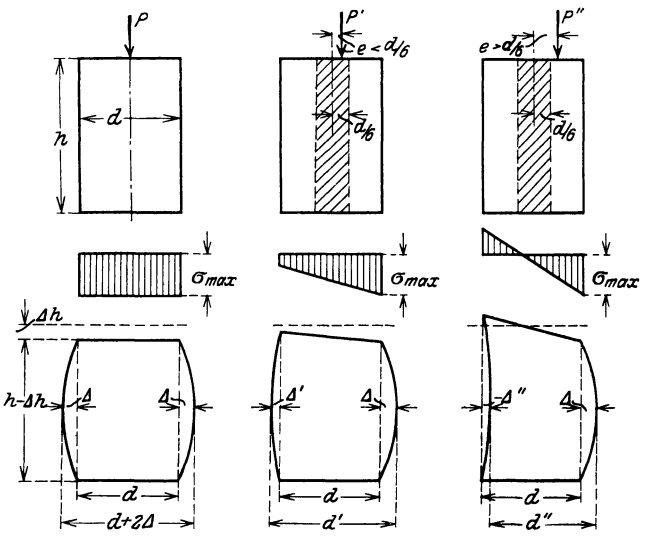


Abb. 58. Exzentrische Druckbelastung.

II. Zugfestigkeit. Die reine Zugfestigkeit eines Steinmaterials kann naturgemäß das Interesse nicht in dem Maße erregen wie die Druckfestigkeit. Ihre unmittelbare Messung durch den Zugversuch ist schwierig. In praktischem Sinne kommen steinerne, auf reinen Zug beanspruchte Bauglieder nur in Ausnahmefällen bei Eisenbewehrung vor. Hier wird die Leistung dem Eisenquerschnitt allein zuzuweisen sein.

Von erheblich größerer Wichtigkeit ist die Biegungszugfestigkeit. Auf den statischen Nachweis der zahlenmäßigen Größe der Beton-Biegungszugspannungen wird allerdings in fast allen praktischen Rechnungen verzichtet. Die Bestimmungen 1925 schreiben vor:

„Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achskraft beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Deh-

nungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird."

Die Überwindung der Biegungszugfestigkeit hat aber Rißbildung zur Folge, die zwar statisch unter diesen Rechnungsannahmen bedeutungslos ist, bautechnisch aber in manchen Fällen bedenklich sein kann. So ist z. B. bei Brücken über Eisenbahngleisen besondere Vorsicht geboten. Die alten Vorschriften enthielten im § 17,5 Angaben über ein ziemlich verwickeltes Rechenverfahren, das die Begrenzung der Größe der Biegungszugspannungen und damit Vermeidung der Rißbildung zum Ziele hatte. Diese Sondervorschrift ist in den neuen Bestimmungen 1925 fortgefallen, denn sie ist in dem oben angeführten Wortlaut latent enthalten und in der Bemessung der zulässigen Beanspruchungen § 19, Tafel IV, Ziffer d berücksichtigt.

An dieser Stelle möge noch eine Arbeit von Thiel, „Arbeitsfestigkeit des Eisenbetonbalkens" 1924, Verlag Julius Springer, erwähnt werden, die versucht, einige neue Gedankengänge in die Rechnungsmethoden zur Ermittlung der Spannungen einzuführen.

Über die Wirkung des Mengenverhältnisses auf die Höhe der Zugfestigkeit von Beton gibt Zusammenstellung 57 Auskunft. Sie enthält Angaben über die Verhältniswerte zwischen reiner Zugfestigkeit einerseits und Druck- bzw. Biegungszugfestigkeit andrerseits. Auch hier zeigen sich erhebliche Schwankungen der Versuchsergebnisse.

Zusammenstellung 57. Beton-Festigkeiten kg/cm².

Mischung Rtl.	Alter	Wasser-Zusatz Gew.-%	Versuch Nr.	Druckf. D	Zugf. Z	D/Z	Biegungszugf. Z'	Z'/Z
1:5 Verschiedene Zuschläge Mörsch, Der Eisenbetonbau, Aufl. V, 1. Band, 1. Hälfte, S. 55.	45 Tage	7,8	a	224	19,0	11,8		
			b	238	17,8	13,4		
			c	202	17,2	11,7		
			d	191	18,4	10,4		
		9,0	a	201	17,0	11,8		
			b	191	17,3	11,0		
			c	157	16,8	9,4		
			d	147	15,0	9,8		
1:4 Kies — Mörsch	3 Mon.	8,0	a		9,2		16,1	1,75
		14,0	a		8,8		16,7	1,90
1:3 Kies — Mörsch	3 Mon.	8,0	a		12,6		21,4	1,70
		14,0	a		10,5		23,2	2,21
1:3½ Hanisch & Spitzer Wien	8½ Mon.		a	314	29,0	13,6	49,1	1,70
			b	352	23,0	16,6	46,2	2,01
			c	300	20,0	10,4	49,1	2,45
			d	329	29,0	13,7	43,2	1,49
			e	256	27,0	9,5	46,1	1,71

Eine rechnerische Begründung des Wertes Z'/Z bringt „Saliger", Eisenbeton, 5. Aufl., 1925, S. 52.

III. Scher- und Schubfestigkeit. Die Scher- oder Schubfestigkeit ist in ihrer Beteiligung an dem Widerstand gegen die Zerstörung des Gefüges am schwersten zu verfolgen. Schon die Benennung wird selten scharf getrennt. Bei der theoretischen Zerlegung der Spannung kann folgende Unterscheidung der Benennungen als stillschweigendes Übereinkommen gelten:

Scherspannung herrscht in der Querschnittsfläche eines Stabes unter der Voraussetzung des Fehlens jeder Biegungslängsspannung. Sie ist ein

theoretischer Begriff, da eine Kraft zur praktischen Auswirkung einer Angriffsfläche bedarf. Damit ist aber die Grundlage für „Biegung" gegeben.

Schubspannung herrscht in Schnitten senkrecht zum Querschnitt; sie ist eine Funktion der Längsspannung. Das Gleichgewicht eines kleinsten Stoffteilchens ist, wenn die erwähnte Bezeichnungsart anerkannt wird, nur möglich, wenn:

Scherspannung = Schubspannung (s. S. 209).

Also erscheint es angemessen, in der Praxis nur das Wort „Schubspannung" der Einfachheit wegen zu gebrauchen. Um so mehr als Spannungen zwar rechnungstechnisch in Komponenten zerlegt werden, in Wirklichkeit aber nur als Resultierende, als sog. „Hauptspannungen" auftreten können. Erfolgt in praxi eine Zerstörung in einer ungefähr senkrecht zur Stabachse liegenden Fläche, z. B. infolge schlechter Behandlung einer Stampffuge in einer Stützmauer (Abb. 59), so handelt es sich zwar um ein Überwiegen der Scherbeanspruchung, Biegung ist aber auch hier wirksam, und eine natürliche Beschreibung würde den Vorgang ein Abschieben des oberen Mauerteils nennen[1]). Die Bestimmungen 1925 gebrauchen z. B. nur das Wort Schubspannung. Die zahlreichen Versuche, die Schubfestigkeit des Betons unmittelbar zu messen, spiegeln in ihrer historischen Entwicklung diesen Gedankengang wieder.

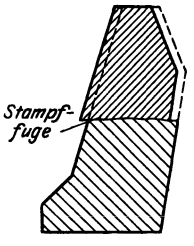


Abb. 59. Einfluß der Stampffuge.

Sie beginnen mit der in Abb. 60 dargestellten Belastungsform, bei der Mörsch als reine Scherfestigkeit je nach Betonart und Alter Werte zwischen 31 und 66 kg/cm² errechnete und auch eine Beziehung zwischen den verschiedenen Festigkeitsarten ableitete. Aus der Vorstellung einer Ver-

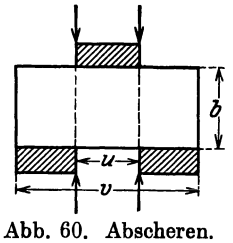


Abb. 60. Abscheren.

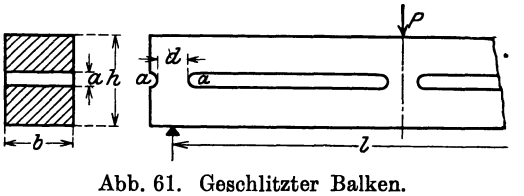


Abb. 61. Geschlitzter Balken.

klammerung der kleinsten Teilchen im Sinne einer Verzahnung (Abb. 121, S. 208) wird gefolgert: Scherfestigkeit = mittlere Proportionale zwischen Druck- und Zugfestigkeit:

$$K_s = \sqrt{K_d \cdot K_z}.$$

Die Richtigkeit wurde von Mohr im Armierten Beton 1911 bestritten durch Aufstellung der Beziehung:

$$K_s = \tfrac{1}{2}\sqrt{K_d \cdot K_z}.$$

Den praktischen Bedürfnissen kamen die späteren Versuchsreihen von Mörsch und Thullie, die nach Abb. 61 an geschlitzten Balken zur Messung der Schubfestigkeit ausgeführt wurden, näher. Die gefundenen Werte der Schubfestigkeit schwanken zwischen 19 kg/cm² bei Beton 1:7 mit 14 % Wasser und 36 kg/cm² bei Beton 1:3 mit 8 % Wasser. Aber erst die Grundlage des Torsionsversuches, die die Einwirkung des Biegungs-

[1]) O. Franzius: „Erfahrungen mit Stampfbeton", Armierter Beton 1913, S. 259.

momentes tatsächlich ausschaltet, führte zur einwandfreien Bestimmung der Schubfestigkeit[1]). Die Arbeiten von Föppl: Verdrehungsversuche an Betonwellen, Mitt. des mech. techn. Laboratoriums, München, Heft 32, Ackermann, und von Bach und Graf: Dtsch. Ausschuß f. Eisenbeton, Heft 16, sind bei Probst S. 306ff. kurz besprochen. Die gefundenen Werte schwanken je nach der Querschnittsform zwischen 17 und 32 kg/cm². Die wichtigste Erkenntnis ist, daß die Schubfestigkeit stets größer ist als die Zugfestigkeit. Die primäre Zerstörungsgefahr liegt also bei gleichen Beanspruchungen immer in der Überwindung der Zugfestigkeit.

Zusammenstellung 58. Schubfestigkeit kg/cm².

Versuchsart		Zugfestigkeit K_z	Schubfestigkeit K_s	K_s/K_z
Mörsch, geschlitzter Balken		5,5—12,6	19—36	3,5—2,85
Bach & Graf Torsionsversuche	Quadrat	18,6	30,4	1,63
	Rechteck	18,6	32,5	1,75
	Kreis	18,6	25,6	1,38

Danach ist die von Saliger 1925, S. 54 empfohlene praktische Schätzungsregel:

$$K_d \cong 16\, K_z \cong 8\, K_{bz} \cong 8\, K_s,$$

oder mit Worten, die Schubfestigkeit ist ungefähr doppelt so groß als die Zugfestigkeit, wohlbegründet und für die Praxis ausreichend. Die Bestimmungen für Beton 1925 enthalten keine Angabe über zulässige Schubspannung, die Vorschriften für Eisenbeton begrenzen sie (§ 18, 4 bzw. 19, 5) mit 4,0 kg/cm², rechnen also nach Zusammenstellung 58 für den Minimalwert von K_s etwa mit 5facher Sicherheit.

Über die „Zerschmetterungsfestigkeit" ist im „Zement" 1918, Nr. 46 bis 49 Näheres mitgeteilt.

Die vorstehenden Ausführungen umfassen in gedrängtester Kürze nur die wichtigsten Angaben über die Festigkeitseigenschaften des Zementes, soweit sie für das Wirken dieses Bindemittels als Aufbaukomponente des Betongefüges in Frage kommen.

Die mehrfach erwähnten „Zement-Normen" enthalten eine übersichtliche Darstellung aller gewährleisteten physikalischen und chemischen Eigenschaften der Zemente als Fabrikat an sich. Sie sind jedem Ingenieur in Taschenbüchern und Kalendern ohne Schwierigkeit zugänglich. Für den Betrieb auf der Baustelle kommen aber nur einzelne einfache Prüfungen in Betracht, die allerdings nie versäumt werden sollten. Sie sind so einfach, daß jeder Bauführer sie ausführen kann, ihre sorgfältige Durchführung schützt vor unerfreulichen Streitigkeiten bei nachträglicher Beobachtung von Mängeln. Die „Bestimmungen 1925" deuten in § 5 die Verpflichtung zur Vornahme dieser Prüfungen an.

Zunächst ist die Ursprungspackung zur Sicherung gegen Anlieferung von Zementkalken usw. zu kontrollieren. Dann sind bei wichtigen Bauwerken Proben zu entnehmen und unter luftdichtem Verschluß für den Fall späterer Nachprüfung aufzubewahren. (Best. 25. Fußnote 3, S. 8.) Eine Zement-Normenprüfung erfordert rd. 5 kg Material.

Unter Beachtung des § 1 der „Einheitlichen allgemeinen Lieferungsbedingungen des deutschen Zementbundes, 1924" sind nunmehr:

zur Prüfung der Abbindeverhältnisse die Kuchenprobe und

zur beschleunigten Raumbeständigkeitsprüfung die Kochprobe anzustellen.

[1]) Mörsch: „Der Eisenbetonbau", 5. Aufl., I, Bd. 1, S. 77, 1920.

Der Inhalt des erwähnten Paragraphen ist für den Bauleiter sehr wichtig, leider häufig in der Praxis wenig beachtet. Er enthält eine genaue Beschreibung der technischen Ausführung der höchst einfachen und baustellenmäßigen Prüfungen; außerdem auch die Angaben über das Verfahren, das bei Beanstandungen eingeschlagen werden muß.

In erster Linie stellt der Bauleiter auf diese Weise mit Sicherheit fest, daß kein „Schnellbinder" in den Betrieb kommt. Nähere Angaben über die Abbindeverhältnisse sind auf S. 113 zusammengestellt. Zugleich sichert er sich weitgehend gegen die Gefahr des etwaigen „Treibens". Zur Prüfung der Normenfestigkeiten eignet sich die Baustelle mit wenigen Ausnahmen nicht. Die einwandfreie Erledigung von Normenprüfungen erfordert reiche Erfahrung. Diese Prüfung ist auch nur bei Verdacht erforderlich und sollte dann von Fachinstituten ausgeführt werden. Der Geübtere erkennt schon aus der Art der Erhärtung des einfachen Glasplattenkuchens, ob der Zement verdächtig ist. Daß die von den Zementverbänden geleistete Garantie hinsichtlich der Normenfestigkeit fast ausnahmslos hinreicht, ergibt sich aus den Zahlenwerten der Zusammenstellung 59.

Zusammenstellung 59. Normenprüfungen 1923.

	Maximum	Minimum	Mittelwert	Normen
Siebrückstand				
900-M,	5,4 %	0,1 %	1,0 %	5 %
5000-M.	30,2 %	6,2 %	16,6 %	
Spezif. Gewicht				
angeliefert	3,107	2,806	3,016	
geglüht	3,209	2,924	3,084	
Litergewicht				
eingelaufen	1,262	0,850	1,089	
eingerüttelt	1,872	1,376	1,674	
Abbindeverhältnisse				
Beginn des Abbindens	7^h	10′	$3^h 20'$	$> 1^h$
Abbindezeit	$10^h 30'$	25′	$6^h 40'$	
Zugfestigkeit				
1 : 3 Normensand				
7 Tg. Wasserl.	29,8	11,3	20,7	
28 „ „	35,2	16,3	26,5	
28 „ komb. Lag.	53,2	29,3	39,3	
Druckfestigkeit				
1 : 3 Normensand				
2 Tg. Wasserl.	227	24	108	
7 „ „	366	115	217	120
28 „ „	472	189	296	
28 „ komb. Lag.	549	250	372	250

Sie enthält die Maximal-, Minimal- und Mittelwerte aus allen Prüfungen des Vereinslaboratoriums des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten aus dem Betriebsjahr 1923. (Veröffentlicht im Jahrbuch des Vereins.) Werden damit die Normenwerte verglichen, so ist der Grad der Sicherheit ihrer Erfüllung erkennbar.

B. Komponente „Zuschlagstoff".

Die Güte der Zusammenfügung, des Mischens der Betonrohstoffe übt ihren Einfluß auf das Endergebnis in gleicher Weise, wie auf S. 94 erörtert wurde. Eine möglichst dichte Lagerung des Zuschlages in sich ist dabei die wichtigste Bedingung für die Erzielung des Optimums an Festigkeit und Dichtigkeit. Für die Beeinflussung der Druckfestigkeit ist neben der

dichtesten Lagerung die Eigenfestigkeit der Körner und eine rauhe, für das Zementgestein gut anfaßbare Oberfläche vorteilhaft. Die runde Form der natürlichen Kiesel ist der eckigen der künstlichen Körnungen im allgemeinen gleichwertig. Bei abweichenden Ergebnissen wird der Rauhigkeitsgrad der Oberflächen die Überlegenheit verursachen[1]).

Die Wirkung der Komponente Zuschlagsstoff kann von theoretischen Betrachtungen aus nicht eindeutig beurteilt werden. Auch große praktische Baustellen-Erfahrung versagt oft bei der Voraussage der zu erwartenden Leistung. Der richtige Weg ist die Durchführung eines planvoll angelegten Programms von Vorversuchen. Umfang und Aufbau solcher Programme müssen dem Bauzweck entsprechen. Ihre Ergebnisse können bei großen Bauausführungen zu überraschenden wirtschaftlichen Vorteilen führen. Allerdings gehören zur Aufstellung und Auswertung ausreichende Kenntnisse, Erfahrungen und Einrichtungen, sonst werden Teilergebnisse in falscher Form verallgemeinert, oder die Arbeit bleibt auf halbem Wege stecken, weil sie dem Ungeübten schon dem Umfange nach über den Kopf wächst.

Als Anregung mögen die Zahlenwerte der Zusammenstellung 60 und des Schaubilds (Abb. 62, S. 106) dienen. Die Untersuchung hat den Zweck, die günstigste Zusammensetzung eines Sandes für den Beton eines bedeutenden Bauwerkes zu studieren und ist in meinem Institut durchgeführt.

Zusammenstellung 60. Litergewicht, Füllungsgrad und Festigkeit.

Zusammensetzung	Material	Mischung		Litergewicht (kg/l)		Hohlräume (Rtl. %)	Füllungsgrad (%)		Festigkeit (kg/cm²)	
		Grus I	Sand	Mittel	Min =100	Mittel	Mittel	Min =100	Mittel	Min =100
A.	Grus I 0—5 mm und Sand < 2 mm	100	0	1,66	118	37,6	62,4	105	302,3	118
		80	20	1,73	124	32,0	68,0	115	312,0	122
		60	40	1,69	121	32,7	67,3	113	338,0	132
		40	60	1,52	108	36,0	64,0	108	293,3	114
		20	80	1,50	107	36,8	63,2	106	256,7	100
		0	100	1,40	100	40,7	59,3	100	295,7	115
		Grus II	Sand							
B.	Grus II 2—5 mm und Sand < 2 mm	100	0	1,27	100	52,0	48,0	100	261,3	100
		80	20	1,49	117	44,6	55,4	115	463,7	178
		60	40	1,68	132	36,5	63,5	132	489,3	188
		40	60	1,72	135	32,3	67,7	141	416,7	160
		20	80	1,60	126	36,3	63,7	133	361,3	138
		0	100	1,40	110	40,7	59,3	124	295,7	114
		Grus II	Grus III							
C.	Grus II 2—5 mm und Grus III 0—2 mm	100	0	1,28	100	52,0	48,0	100	261,3	100
		80	20	1,45	113	45,8	54,2	113	408,0	156
		60	40	1,54	120	44,2	55,8	116	427,3	164
		40	60	1,68	131	34,2	65,8	137	382,0	146
		20	80	1,63	127	35,2	64,8	135	320,0	123
		0	100	1,47	115	40,8	59,2	124	312,3	120

An Stelle des Gehaltes an Hohlräumen ist der Begriff „Füllungsgrad" eingeführt. Sinngemäß entspricht er dem „Dichtigkeitsgrade", der aber nach meiner Ansicht nur für feste Körper, nicht für Gemenge angewendet werden sollte. Folgende Bezeichnungen sollten in der Praxis gebraucht werden:

[1]) Memmler-Burchartz: Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. II, S. 48ff., 1921.

Feste Körper: Steine, Mauerwerk, Beton usw.	Korngemenge (Haufwerk): Sand, Kies, Zement usw.
Raumgewicht	Litergewicht
Dichtigkeitsgrad	Füllungsgrad
Undichtigkeitsgrad	Hohlraumgehalt

Spezifisches Gewicht gilt für beide Arten und wird nur als wissenschaftlicher Hilfswert im physikalischen Sinne, aber nicht für bautechnische Zwecke gebraucht.

Als Rohstoffe standen für die Versuchsreihen zur Verfügung:

Künstlicher Quetschsand,	Korngröße	0—5 mm;	Grus I.
„ „	„	2—5 „	Grus II.
„ „	„	0—2 „	Grus III.
Natürlicher feiner Sand		0—2 „	Sand.

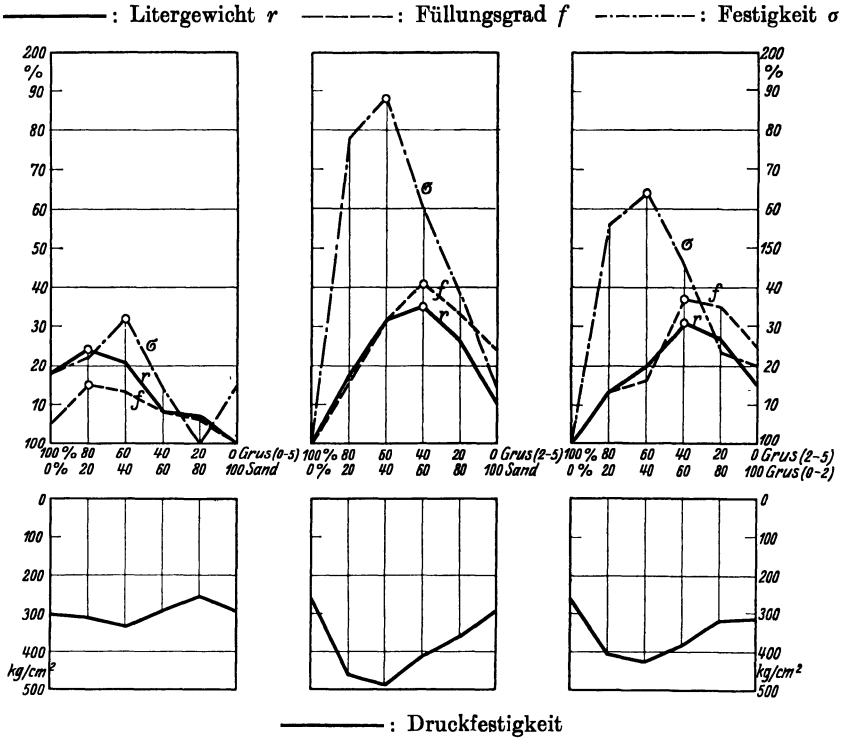


Abb. 62. Vergleich der Eigenschaften von Sandmischungen.

Das Studium der Zahlen und Kurven wird dem aufmerksamen Leser das Nähere erläutern. Zu beachten ist, daß die Größtwerte der Festigkeit nicht mit denen des Litergewichtes und Füllungsgrades — d. h. also dem Größtwert der Lagerungsdichte — zusammenfallen, sondern etwas verschoben sind. Der Satz „dichteste Lagerung bedingt größte Festigkeit“ ist also kein Gesetz. In einem anderen Falle, der auf S. 60 beschrieben ist, fallen die Größtwerte zusammen. Weit voneinander werden sie aber nie liegen. Für einfache praktische Verhältnisse wird die Feststellung der dichtesten Lagerung genügen, um eine relativ hohe Festigkeit zu gewährleisten.

Weitere Verfeinerung hat nur dann einen Sinn, wenn auch die vielen anderen Einflüsse auf die Güte eines Betons mit gleicher Sorgfalt studiert

und in der Ausführung wirklich beachtet werden können — und auch dies nur, wenn es sich wirtschaftlich lohnt.

Die Auswertung der in Abb. 62 veranschaulichten Ergebnisse muß die besonderen wirtschaftlichen Verhältnisse mit in die Überlegung einschließen. Im vorliegenden Falle ist z. B. der Sand nur auf langem Wege heranzubefördern. Für pädagogisch-systematische Betrachtung eignet sich solch ein Sonderfall nicht mehr.

Der Einfluß der Lagerung der Korngemenge auf die Dichtigkeit von Beton wird an anderer Stelle ausführlich besprochen.

Die Zugfestigkeit wird durch Verwendung eckigen Kornes gesteigert.

Für die Beurteilung des Einflusses der Zuschlagsform und -art auf die Schubfestigkeit liegen nicht genügend Versuchsergebnisse vor, was in Anbetracht der Schwierigkeit der Versuche begreiflich ist.

Die Folgen der Änderung des Mengenverhältnisses: Zement zu Zuschlagstoff äußern sich in umgekehrtem Sinne wie dies bei der Erörterung des Zementes S. 98/99 dargelegt wurde. Bei richtiger Wahl des Maßstabes der Betrachtungsweise ist eine gesetzmäßige Abnahme der Festigkeitseigenschaften mit dem Anwachsen der Zuschlagskomponente (vom „fetten“ zum „mageren“ Beton) vorhanden.

C. Komponente „Wasser“.

Im Verlaufe der allgemeinen Betrachtung ist darauf hingewiesen, daß die Bewertung des Wasserzusatzes im Sinne einer Zusammenführung der technisch-wirtschaftlichen Belange der Praxis mit den Erkenntnissen wissenschaftlicher Forschung am schwierigsten ist. Die Forschung muß von Voraussetzungen ausgehen, die auf der Baustelle auch bei bestem Willen nur in roher Form geschaffen werden können, da der klimatische, im Verhältnis zur Bauzeit rasche Wechsel zwischen heißem, windigem und trockenem Wetter und kühlem windstillen Regenwetter nicht aus der Welt zu schaffen ist.

Das Streben nach dem Optimum wird hier mit besonderer Zähigkeit an „den erprobten Regeln“ der Praxis festhalten und die Einstellung auf die wissenschaftliche Kritik nur unter voller Beachtung der tatsächlichen Durchführungsmöglichkeit wagen dürfen. Diese an sich berechtigte Anschauung führt leicht zur Unterschätzung des Wesens und Wirkens der Wasserkomponente.

Die Frage der Wasserbeschaffenheit ist auf S. 41/42 behandelt.

Bezüglich der Mengen liegt eine Schwierigkeit schon in der üblichen Angabe von Prozenten des Wasserzusatzes. Die Veröffentlichungen enthalten häufig, wohl in der Überzahl, keine nähere Bezeichnung, ob Raum- oder Gewichtsprozente gemeint sind.

Die Laboratoriumsarbeit erfordert vorwiegend die Grundlage des „Wiegens“, während die Praxis mit einfachen baugerechten Mitteln „messen“ muß, wenn ihr nicht, wie beim Zement, im Sack eine Gewichtseinheit in handlicher Form zur Verfügung steht. Da die Litergewichte der anderen Betonkomponenten je nach dem Verdichtungsgrade etwa zwischen 1,2 und 1,8 schwanken, so entstehen Unsicherheiten bis $180\,^0/_0$, wenn Zweifel bei der Angabe „Wasserzusatz $= n\,^0/_0$“ darüber auftreten, ob Raum- oder Gewichtsprozente gemeint sind.

Unbenannte Angaben in wissenschaftlichen Werken sind als Gew.-$^0/_0$ zu werten. Bei Umsetzung in die Praxis darf daher nicht die entsprechende Menge in 1 pro m^3 zugesetzt werden, sondern es ist die 1,2- bis 1,8fache Menge erforderlich. So einfach dies klingt, so häufig wird es versäumt.

Ferner muß der Praktiker den natürlichen Feuchtigkeitsgehalt der Baustoffe schätzen. Ein Durchschnittswert bei normalen Witterungsverhältnissen

wird zwischen 4 und 5 Gew.-$^0/_0$ liegen. Hieraus geht hervor, daß ganzzahlige Angaben die äußerste Grenze brauchbarer Genauigkeit für die Baustelle darstellen.

Die Beton-Bestimmungen 1925, § 7,3 verzichten daher auch ganz auf Angaben dieser Art und lauten:

Wasserzusatz. Der Wasserzusatz richtet sich nach der Art der Baustoffe, dem Mischungsverhältnis, der Witterung, dem Feuchtigkeitsgehalt und der Wasseraufnahmefähigkeit der Baustoffe sowie nach der Verwendung des Betons.

a) Erdfeuchte Betonmasse. Die Betonmasse gilt als erdfeucht, wenn beim Formen eines Handballens die innere Handfläche sichtlich naß wird; sie enthält nur so viel Wasser, daß erst bei beendigtem Stampfen an der Oberfläche Wasser austritt.

Erdfeuchte Betonmasse muß gestampft werden.

b) Weiche Betonmasse. Weiche Betonmasse enthält so viel Wasser, daß die Ränder der durch einen Stampfstoß hervorgerufenen Vertiefung eine kurze Zeit stehen und nur langsam verlaufen.

c) Flüssige Betonmasse. Flüssige Betonmasse enthält so viel Wasser, daß sie breiig fließt. Stampfen ist unmöglich. Die Masse ist so zu verteilen, daß keine Hohlräume entstehen.

Diese den Grad der Bildsamkeit kennzeichnenden Benennungen von drei Arten der „Konsistenz" lassen der subjektiven Auffassung ziemlich weiten Spielraum. Einen objektiven, durch Zahlenwerte zu veranschaulichenden Maßstab für die Konsistenz haben die Amerikaner mit ihrer schon weitverbreiteten und bewährten sog. Slump-Test-Methode geschaffen. Sie beruht darauf, daß der Inhalt eines Gefäßes mit der Form eines abgestumpften Kegels auf eine Platte gestülpt wird und nun, je nach dem Grade der Bildsamkeit der eingefüllten Betonmasse sich mit seiner Grundfläche mehr oder weniger ausbreitet und damit in sich zusammensinkt. Die Höhe oder der

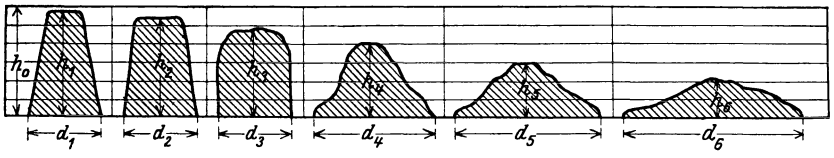


Abb. 63. Konsistenzprobe.

Durchmesser der Grundfläche des zur Ruhe gekommenen, ungestützten Gefäßinhaltes ist die Maßstabsgrundlage. Abb. 63 zeigt in schematischer Form die Art der Prüfung.

Die Einführung dieser Konsistenzprobe (Steifeprobe), die vereinzelt schon benutzt wird, durch Aufnahme in die Bestimmungen 1925 ist zu erwarten, wenn die eingeleiteten Versuche über den Zusammenhang zwischen Wasserzusatz, Konsistenz (Steife) und Würfelfestigkeit abgeschlossen sind[1]).

Die große Zahl der veröffentlichten Versuchsergebnisse ist verwirrend und gestattet nur ganz allgemeine Schlußfolgerungen. Das Wasser ist der Anreger des Versteinerungsvorganges, der nicht plötzlich sondern nach Maßgabe der Kurven in Abb. 71 S. 126 verläuft, die aus Versuchen des Materialprüfungsamtes Berlin 1903 entnommen sind. In großen Zügen dürfte ihr Verlauf die Erfahrungen der Praxis wiederspiegeln, nämlich daß wasserärmerer Beton (erdfeucht) in jüngerem Alter schneller in der Festigkeit steigt als der wasserreichere Beton, — daß der letztere aber später eine stärkere Steigungstendenz hat. Ob und wann die Linien sich treffen, hängt von so viel Umständen ab, daß eine Gesetzmäßigkeit in wissenschaftlichem Sinne

[1]) Zement 1925, Heft 40/41, S. 816 u. 836.

nicht nachgewiesen werden kann. Weitere Erörterungen sind S. 125 zu finden, wo es sich um die Entwicklung, nicht um die Zusammensetzung des Betons handelt.

Die neuere Betonforschung hat nun aber festgestellt, daß der prozentuale Wassergehalt des Rohstoffgemenges gar nicht das Kriterium der Güte des Versteinerungsvorganges ist. Schon die praktische Laboratoriums- und Baustellenerfahrung hatten gezeigt, daß magere Mischungen weniger Wasser „vertragen" als fette Mischungen. Wissenschaftlich wird dies erklärt und vertieft durch die Erkenntnis der Abhängigkeit der Festigkeit von dem sog. „Wasserzementfaktor"

$$w = \frac{\text{Wassergehalt}}{\text{Zementgewicht}}.$$

Die Prägung dieses Begriffes in den neueren Forschungsarbeiten, der auf Grund der Abramsschen Versuche von Kortlang und Maier in ihren aus dem Probstschen Institute in Karlsruhe stammenden Arbeiten[1]) in die deutsche Fachliteratur eingeführt ist, weist eindringlich auf diesen Gedanken hin.

Der Nachweis, daß beim Abbinden Wasser vom Zement chemisch gebunden oder der Zement hydratisiert wird, ist erbracht. Die Menge des gebundenen Wassers ist für jede Zementsorte verschieden, sie kann leicht von Fall zu Fall festgestellt werden. Folgende Versuchsergebnisse der letzten Zeit sind anzuführen:

a) Dr. Goslich: „Wieviel Wasser ist im erhärteten Portlandzement chemisch gebunden?" Zeitschrift „Zement" 1923, S. 163. Danach nahmen 2 Zementmarken A und O auf:

nach 2	Tagen	Wasserlagerung	5 bis	6 %	Hydratwasser
„ 7	„	„	8 „	9 %	„
„ 28	„	„	11 „	13 %	„

Nach Ablauf dieser Frist wird zwar eine weitere Wasseraufnahme angenommen, aber nur in geringerem Maße in Anlehnung an die Kenntnis wachsender Festigkeit. Bei diesen Versuchen wurde das Hydratwasser durch Ausglühen unter den erforderlichen Vorsichtsmaßregeln festgestellt.

b) Ich habe unabhängig von den Goslichschen Versuchen die Menge des chemisch gebundenen Wassers dadurch festzustellen versucht, daß „Zementstein" mit verschiedenen Wasserzusätzen (s. Zusammenstellung 61) bis zur Gewichtskonstanz getrocknet wurde. Die Temperatur betrug 55° C.

Zusammenstellung 61. Menge des chemisch gebundenen Wassers.

1	2	3	4	5	6	7	8
Versuch Nr.	Wassergehalt in Gewichts-Prozenten					in Raum-Proz.	
	Anmache-Wasser	nach 23 Tagen[3])	bei 55° C getrocknet			Anmache-wasser	18 Tage getrocknet
			nach weiteren				
			7 Tagen	14 Tagen	18 Tagen		
I	35	35	31,1	16,0	11,8	109	36,5
II	40	40	30,5	15,3	11,5	124	35,6
III	45	45	32,6	12,7	11,0	140	34,1
IV	50	50	28,9	15,2	11,1	155	34,4
V	55	55	30,0	13,6	13,0	171	37,2
VI	95[2])	95	31,0	10,0	10,0	295	31,0

[1]) Kortlang: Der Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe... Bauing. 1921, S. 239. — Maier: Die Entstehung des Porenvolumens im Beton... Bauing. 1922, S. 558.
[2]) Maximum der Aufnahmefähigkeit. [3]) Lagerung im feuchten Kasten.

Der Gewichtsverlust hörte im wesentlichen schon nach dem 18. Tage auf. Das Ergebnis war die Tatsache, daß unabhängig von der Menge des Anmachewassers nach 18 Tagen bei allen Proben durchschnittlich die gleiche Menge Wasser als chemisch gebunden nachgewiesen wurde (Abb. 64). Das Endergebnis liegt genau wie bei den Goslichschen Versuchen zwischen 11 und 13% in Gewichtsteilen, nur die übermäßig mit Wasser versetzte Probe 6 zeigt den geringeren Betrag an Hydratwasser von 10%, was durch die ungünstigen Abbindeverhältnisse sich erklärt.

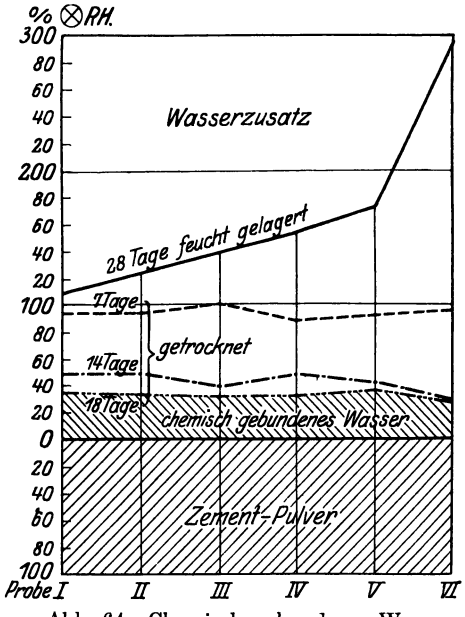


Abb. 64. Chemisch gebundenes Wasser.

Diese Wassermenge reicht aber noch nicht aus. Die stoffliche Umsetzung ist ein Lösungs- und Kristallisierungsvorgang. Nach Dr. Kühl „Die hydraulische Erhärtung als kolloidchemisches Problem", Zement 1922, S. 342: „ist das Abbinden und Erhärten eine Reihe von Fällungsreaktionen aus übersättigter Lösung, eine stufenweise Ausscheidung einer Reihe mehr oder minder schwer löslicher Umsetzungsprodukte".

Der Verbrauch an Wasser setzt sich wie folgt zusammen:

1. chemisch zu bindendes Wasser,
2. Porenwasser im Zementstein, das als Lösungswasser dient,
3. vom Zuschlagmaterial aufgesaugtes Wasser,
4. Wasserverlust.

Diese Wassermengen sind nützlich; alles Mehr, was nicht vor dem Versteinerungsvorgang verschwinden kann, ist „schädlich", weil es Poren bildet. Zahlenmäßig ergibt sich etwa folgendes Bild.

Zusammenstellung 62. Zahlenwerte betr. Wasserverbrauch.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mischung				Erforderlich zur chemischen Bindung	Wasserzusatz				Wasser-Zement-faktor
$r_z = 1{,}4$; $r_k = 1{,}6$		Zur Herstellung erforderlich an Zement			Stampfbeton Praktische Angaben		Wasser nicht chemisch benötigt		
Rtl.	Gwtl.	Raum-Proz.	Gew.-Proz.	Gew.-Proz.	Gew.-Proz. [1])	Gew.-Proz. [2])	Gew.-Proz.		
1 : 0	1 : 0	—	—	—	—	—	—	—	—
1 : 1	1 : 1,14	50	46,8	7,7	—	—	—	—	—
1 : 2	1 : 2,28	33,3	30,5	5,7	—	9	—	3,3	—
1 : 3	1 : 3,43	25	22,6	3,9	7,0	8,5	3,1	4,6	0,38
1 : 4	1 : 4,57	20	18	3,1	6,5	8	3,4	4,9	0,45
1 : 5	1 : 5,72	16,7	14,9	2,6	6	7,5	3,4	4,9	0,50
1 : 6	1 : 6,86	14,3	12,6	2,2	5,5	7,1	3,3	4,9	0,56
1 : 7	1 : 8	12,5	11,1	1,9	5,1	6,7	3,2	4,8	0,60
1 : 8	1 : 9,14	11,1	9,9	1,7	4,8	—	3,1	—	—

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 2. Band, S. 69.
[2]) Saliger: „Eisenbeton", 5. Aufl., 1925, S. 23.

Bei einer Mischung von 1 : 5 werden also beispielsweise von den 6 bzw. 7,5 % Gewichtsteilen für nötig erachteten Wassers 2,6 % hydratisiert. Die Praxis hat gezeigt, daß außerdem 3,4 bis 4,9 % Wasser oder ein Wasser-Zementfaktor $w \simeq 0{,}5$ zur Erzielung eines guten Ergebnisses erforderlich sind.

In der Abhandlung „Über den Wert von Traßzuschlägen zum Zement- und Kalkmörtel" von Martin[1]) wird als Kittmasse Zement + Wasser zur Ermittlung der Dichtigkeit rechnerisch benutzt. Die dort vertretene Ansicht, daß das zugesetzte Wasser in vollem Umfange zur Verkittung herangezogen werden darf, ist nach den obigen Ausführungen nicht zutreffend. Das Wasser ist nur bis zu einer bestimmten Grenze der Dichtigkeit „nützlich". Wird sie überschritten, dann geht das Wasser nicht mehr in die Kittmasse chemisch über — d. h. bildet nicht mehr Zementstein, sondern bleibt als Wasser im Mörtel und gibt Anlaß zur „schädlichen" Porenbildung. (NB. Die Arbeit enthält Dichtigkeitswerte < 1 bis $d = 1{,}92$.)

Dr. Kunze will in seiner Arbeit „Das rechnerische Dichtekennzeichen bei Mörtel und Beton"[2]) nur das chemisch gebundene Wasser als Faktor einsetzen. Die erste Auffassung geht zu weit, die zweite bleibt hinter den wahrscheinlich zutreffenden Werten zurück.

Graf hat, von den erwähnten Vorarbeiten ausgehend, in seiner Schrift „Der Aufbau des Mörtels im Beton" a. a. O., den von Abrams gemachten Versuch, eine Beziehung zwischen dem Wasser-Zementfaktor und der zu erwartenden Betonfestigkeit aufzustellen, erweitert und aus zahlreichen Versuchsergebnissen die Formel abgeleitet:

$$K = \frac{A}{B^{2w}} + C.$$

Darin bedeuten:

K die zu erwartende Betondruckfestigkeit in kg/cm²,
A die Normenfestigkeit des Zementes in kg/cm²,
B eine Zahl, die die Art des Zuschlages berücksichtigt,
w Wasser-Zementfaktor,
C eine Erfahrungskonstante.

Sie bringt das Zusammenwirken der drei Hauptkomponenten im Beton plastisch zum Ausdruck. In übersichtlicher Form und weiser Beschränkung auf ein engumgrenztes und daher für Vergleichsmaßstäbe brauchbares Gebiet hat Dr.-Ing. Weisgerber in seiner Dissertation „Über den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Betonfestigkeit" (1924, Hannover) die Beziehungen zwischen den drei Hauptkomponenten untersucht.

So lehrreich und interessant diese Forschungsergebnisse sind, so ist hier Schillers Wort

„Leicht beieinander wohnen die Gedanken,
Doch hart im Raume stoßen sich die Sachen"

leider zutreffend. Bei der Vorstellung eines intensiven Baustellenbetriebes erscheint die systematische Anpassung der Betonbereitung an die feingegliederte Gesetzmäßigkeit des Wassereinflusses überaus schwierig. Die Betonfertigung ist aber noch sehr verbesserungsfähig und -bedürftig, und die geschilderten Erkenntnisse müssen und werden dazu beitragen, Fortschritte zu erzielen, wenn sie in hochwertigen Betrieben einsichtig verwertet werden.

b) Behandlung bis zum Eintritt der Ruhe am Verwendungsort.

Die Herstellung der Bauglieder in der endgültigen entwurfsgemäßen Gestalt aus dem formbaren Gemenge Beton ist an drei Arbeitsvorgänge gebunden:

[1]) Beton, Eisen 1914, S. 286/298.
[2]) Zentralbl. 1918, S. 166.

1. die Herstellung der Einfüllungsform, der Schalung,
2. die Beförderung der Masse vom Mischort zur Verwendungsstelle und
3. das Einbringen der Masse.

1. Die Herstellung der Einfüllungsform, der „Schalung".

Soweit der Baugrund nicht natürliche Begrenzungsflächen für die entwurfsgemäße Form bietet, ist das Holz in statischem, technischem und wirtschaftlichem Sinne das geeignete Umschließungsmaterial. Eine Ausnahme bilden alle Körper häufig wiederkehrender und komplizierterer Formgebung, für die eiserne Formen verwendet werden. Dies geschieht besonders in der „Zementwarenfabrikation", die in dem Handbuch von Probst, 1922, Verlag Carl Marhold, Halle a/S., eine erschöpfende Darstellung gefunden hat. Auch Gipsüberzüge sind zur Herstellung von glatten, räumlich gekrümmten Flächen, z. B. bei den Heck- und Stevenformen im Eisenbetonschiffbau verwendet.

Die Anforderungen an das umschließende Material sind:

Erhaltung der Form, daher ausreichende Festigkeit und geringe Formänderung. Für den eigentlichen Formkasten ist die zweite Forderung, d. h. das Vermeiden des Ausbauchens und Federns, wesentlicher als die erste, die damit von selbst erfüllt ist. Anders liegt die Sache bei den tragenden und abstützenden Teilen der Schalungsrüstung.

Die wirtschaftliche Überlegenheit des Holzes in diesem Sinne zeigt folgende Betrachtung (h = Holz; e = Eisen).

$$\delta_h = \frac{\mu \cdot P \cdot l^3}{E_h \cdot J_h}; \quad \delta_e = \frac{\mu P l^3}{E_e \cdot J_e}; \quad \frac{\delta_h}{\delta_e} = \frac{E_e \cdot J_e}{E_h \cdot J_h}.$$

$$E_e \simeq 21\, E_h; \quad J_e = J_h \cdot \frac{d_e^3}{d_h^3}; \quad \frac{\delta_h}{\delta_e} = 21 \cdot \frac{d_e^3}{d_h^3}.$$

Die elastische Formänderung des Holzes wird also gleich der des Eisens für $d_h = d_e \sqrt[3]{21} = 2{,}8\, d_e$. Ein normales Schalbrett von $2^1/_2$ cm Stärke hat also die gleiche Federung wie ein Eisenblech von 9 mm Dicke!

Leichte Bearbeitung und Anpassung auf der Baustelle ist ebenfalls beim Holz gewährleistet.

Die Beeinflussung der Betonansichtsflächen ist durch die scharfe Abbildung der Holzoberfläche, der Maserung, unvermeidlich. Bei dichten gehobelten Schalwänden ist die Erzielung einer tadellosen, für Nutzbauten ausreichend befriedigenden Ansichtsfläche möglich, wenn das Verputzen gespart werden soll.

Leichte und gefahrlose Beseitigung ist an den Seitenflächen, die in jungem Betonalter entbehrlich werden, möglich. Die gestützten, belasteten Unterflächen werden tunlichst durch starkes Begießen unmittelbar vor dem Einbringen und Reinigen von Betonresten früherer Verwendung vorbereitet. Ein wichtiges wirtschaftliches Moment besteht in der Wahl einer Konstruktion mit geringstem Verschnitt. Dabei spielen die Verbindungsmittel eine große Rolle. Die an sich billige Nagelung kann vorteilhaft durch Verschraubung, Bolzen oder auf Keilwirkung beruhende Holzklammern und Drahtverbindungen ersetzt werden.

Für die Haltung des Anmachewassers bieten die Holzschalungen weite Anpassungsmöglichkeiten. Da die weicheren Betonsorten für die Verarbeitung wegen der Verringerung der Löhne für Einbringungs- und Verteilungsarbeit wirtschaftlicher sind, so ist die Entlastung des Betongemenges vom überschüssigen Wasser durch Absaugen und Fugen erwünscht. Anderer-

seits kann eine Beschränkung der Wasserentziehung durch dichte Fugen, Holzart und -stärke oder Einlagen erzielt werden[1]).

2. Beförderung der Masse vom Mischort zur Verwendungsstelle.

Die Wirtschaftlichkeit der Förderungsarten kann hier nicht behandelt werden. Sie ist eine Frage der Baustellenorganisation und wird nach Maßgabe der Ausdehnung und Höhenunterschiede der Baustelle, des Verhältnisses zwischen Verarbeitungsquantum und verfügbarer oder erreichbarer Mischmaschinenleistung, des vorhandenen Geräteparkes usw. von Fall zu Fall untersucht werden müssen[2]).

Einige wichtige Grundlagen sind aber in der Eigenart des Betons gegeben.

A. Zeitdauer.

An erster Stelle steht die Zeitdauer von dem Beginn des Zusammentreffens von Bindemittel und Wasser bis zum Eintritt der Ruhe am Verwendungsorte.

Der Versteinerungsvorgang ist in drei Zeitabschnitte aufzuteilen, von denen die beiden ersten gemeinsam „Bindezeit“ (das Abbinden) und die dritte „Erhärtungszeit“ genannt werden sollten.

Bindezeit	Erster Zeitabschnitt:	Vom Wasserzusatz, dem „Anmachen“, bis zum „Beginn des Abbindens“.
	Zweiter „	Beginn bis Ende des Abbindens.
Erhärten	Dritter „	Vom Ende des Abbindens ab.

Im praktischen Sprachgebrauch werden die Bezeichnungen leicht verwechselt, da auch in den Zementnormen unter III (Begründung und Erläuterung) die Worte Erhärten und Abbinden vertauscht werden.

Die Grenzen sind willkürlich gezogen und laboratoriumstechnisch durch das Verhalten der sog. Vicat-Nadel festgelegt. Für die Baustellenpraxis ist der Apparat im allgemeinen nicht geeignet, da nur beste Kenntnis aller Fehlerquellen vor falscher Beurteilung schützt. Für ihre Zwecke genügt die Beobachtung des Erstarrens an dem sog. Normenkuchen, die mittels des Widerstandes gegen den Druck des Fingernagels den Beginn des Abbindens für den geübten Beobachter, die Bindezeit für jeden Techniker mit ausreichender Genauigkeit erkennen läßt. Diese einfachste Vorsichtsmaßregel sollte von keiner ernsthaften Bauleitung versäumt werden, denn hier liegt ein großer technischer Gefahrpunkt.

Zu beachten ist § 1 der „Einheitlichen allgemeinen Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbundes“.

Danach ist jeder Zement als „Normalbinder“ anzuerkennen, dessen „Bindezeit“ mehr als zwei Stunden beträgt.

In den „Normen“ ist das Eintreten des Beginnes des Abbindens (Erhärtungsbeginn genannt) innerhalb der ersten Stunde nach dem Anmachen das Kennzeichen des „Schnellbinders“, der nicht mehr „normengemäß“

---

[1]) Ast, Feodor: Der Beton und seine Anwendung. S. 157—201. Berlin: Verlag der Tonindustriezeitung 1907. — Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl., Bd. 2, S. 189—413. — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. Teil (Brückenbau), 4. Aufl., Bd. 1, 1904. S. 292—319. Leipzig: Verlag Wilh. Engelmann. — Melan, J.: Der Brückenbau, 2. Aufl., Bd. 2. Leipzig und Wien: Verlag Deuticke 1920. — Büsing-Schumann: Der Portlandzement und seine Anwendungen. 4. Aufl. 1912, S. 411—423. Berlin: Verlag der Deutschen Bauzeitung. — Schönhöfer, R.: Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin: Verlag Wilh. Ernst & Sohn 1911. — Kirchner, H.: Rüstungsbau. Berlin: Verlag Wilh. Ernst & Sohn 1924.

[2]) Agatz: Organisation von Tiefbaustellen. Berlin: Julius Springer 1923.

ist. Die Spanne zwischen Beginn und Ende des Abbindens ist also vom deutschen Zementbund auf eine Stunde bemessen.

Wird dagegen die Forderung der Beton-Bestimmungen 1925 § 8, 1 beachtet: „In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein“, so tritt die Unklarheit der Bezeichnungsweisen deutlich zutage.

Dieser Zeitpunkt ist bei den Handelszementen sehr schwankend und dürfte in praxi häufig überschritten werden. Die als unverbrüchlich geltende Regel, das Mischgut vor jeder Arbeitspause restlos aufzuarbeiten, und die durch Abb. 65 veranschaulichte Tatsache, daß ein rascher ansteigender

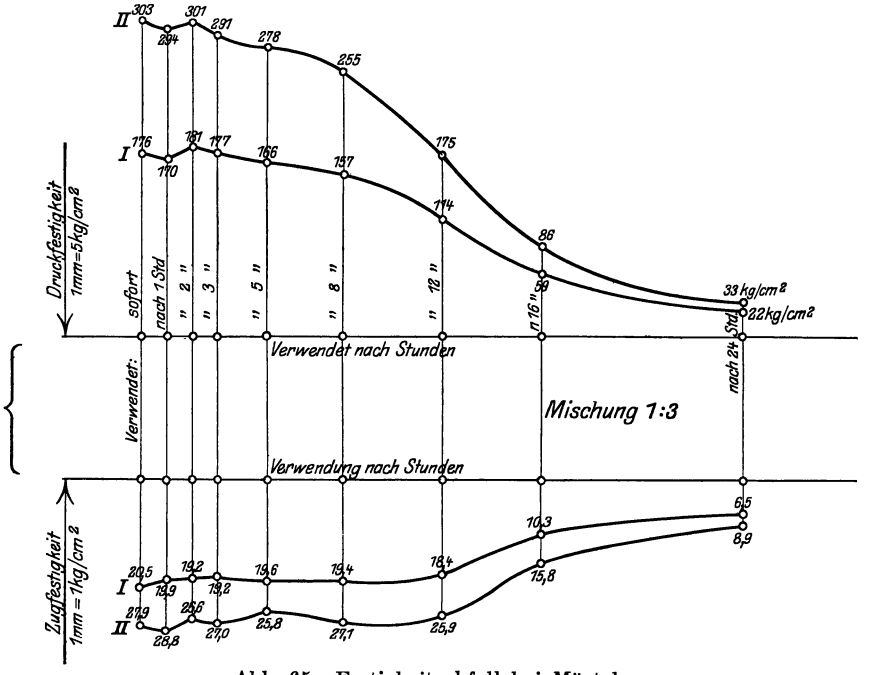


Abb. 65. Festigkeitsabfall bei Mörtel.

Festigkeitsabfall erst sechs Stunden nach dem Anmachen (hier 8—10 %) eintritt, wirken beruhigend. Die Bestimmungen tragen dem in unbestimmterer Form auch Rechnung durch den Hauptinhalt des § 8, 1 (Abschnitt C):

Die Betonmasse soll alsbald nach dem Mischen eingebracht und ohne Unterbrechung verarbeitet werden. Nur in Ausnahmefällen darf sie einige Zeit unverarbeitet liegen bleiben — bei trockener und warmer Witterung nicht über eine Stunde, bei nasser und kühler nicht über zwei Stunden —, muß aber gegen Witterungseinflüsse, wie Sonne, Wind, starken Regen usw. geschützt und unmittelbar vor Verwendung umgeschaufelt werden. In allen Fällen muß die Betonmasse vor Beginn des Abbindens verarbeitet sein.

Arbeitsmethode und Förderweiten eines Baustellenbetriebes müssen also hierauf Rücksicht nehmen. Einen Anhaltspunkt für den Einfluß der Verzögerung in der Verarbeitung des angemachten Betons geben Versuchsergebnisse des Deutschen Portlandzement-Fabrikantenvereins 1907. Sie sind mit Zementmörtel ausgeführt und in Abb. 65 veranschaulicht.

B. Beförderungsart.

I. In Gefäßen oder durch eigene Schwere. Die Beförderung des Mischgutes wird, außer auf kleinsten Baustellen, auf denen die Mischung unmittelbar neben der Verwendungsstelle stattfindet, mit Rollwagen (Loren) erfolgen, wenn nicht für Gußbeton Rutschen- oder Röhrenförderung gewählt wird.

Eine Gefahr beider Arten ist die Entmischung durch die unvermeidlichen Erschütterungen, die mit dem Zunehmen des Wassergehaltes wächst. Dem schädlichen Entmischen geht aber ein vorteilhafter Einfluß der Erschütterung voraus. Er ist in einer natürlichen dichteren Lagerung zu erblicken. Einige Zahlenwerte bringt Graf[1]).

Zusammenstellung 63. Einfluß von Erschütterung nach dem Anmachen.

Mischung Rtl.	Zement-Marke	Druckfestigkeit kg/cm² Alter: 45 Tage ohne	mit	Konsistenz	Bemerkung
1 Z. : 2 Sd. : 3 K.	A	189 (1,0)	182 (0,96)	weich	40 m Förderweite
1 Z. : 2 Sd. : 3 K.	B	117 (1,0)	145 (1,24)	weich	70 m Förderweite
1 Z. : 2 Sd. : 3 K.	C	133 (1,0)	152 (1,14)	weich	70 m Förderweite
1 Z. : 3 Sd.	D	212 (1,0)	221 (1,04)	mauergerecht	schwächer in der eisernen Würfelform gerüttelt
1 Z. : 3 Sd.	D	184 (1,0)	239 (1,30)	mauergerecht	stärker in der eisernen Würfelform gerüttelt

Vgl. auch: Mitteil. über Forschungsarbeiten 1905, Heft 22, S. 26.

Über umfangreiche Versuchsreihen berichten Scheit, Wawrziniok und Amos im 40. Heft des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1918. Zusammenstellung 64 gibt einen kurzen Auszug der Ergebnisse.

Zusammenstellung 64. Betonmischung 1 Zement : 4 Kiessand. Alter 45 Tage.

Erschütterungszeit Stunden	beginnend	Balken-Bruchlast erdf.	weich	flüssig	Würfelfestigkeit erdf.	weich	flüssig
0	—	100	100	100	100	100	100
2	beim Anmachen	121	130	172	100	91	185
8	„ „	102	138	—	114	111	—
48	„ „	124	114	—	121	93	—
8	7 Stunden später	—	127	92	—	101	87
35	13 „ „	—	137	83	—	100	84

Eine eindeutige Gesetzmäßigkeit kann nicht erwartet werden. Die Erschütterung wirkt günstig, wenn der Vorteil dichterer Lagerung nicht von einer nachteiligen Entmischung ausgeglichen wird. Diese Erfahrungen werden in der Zementwarenindustrie mit bestem Erfolge ausgenutzt. Der Beton wird als „Rüttelbeton“ bezeichnet[2]). Auch die Baupraxis macht Gebrauch davon. Das Rütteln erfolgt mit Preßlufthämmern, die die Schalung in Schwingungen versetzen.

II. Das „Betonspritz“- oder „Torkret“[3])-Verfahren. Der Gedanke, Mörtel oder Beton mittels Preßluft maschinell aufzubringen, entstand im Anfang dieses Jahrhunderts. Die Versuche, die mit verschiedenartigen Apparaten gleichzeitig in Amerika und Europa angestellt wurden, erstreckten sich über mehrere Jahre. Erst ungefähr 1913 gelang es, eine verläßlich und wirtschaftlich arbeitende Maschine zu konstruieren, die unter dem Namen: „Zement-Kanone“ (englisch „Cement-Gun“) dem Verfahren zunächst in Amerika und später in Europa zu immer größerer Verbreitung verhalf.

Verfahren und Maschine sind auf folgenden Grundgedanken aufgebaut:

Ein ohne Wasserbeigabe gemischtes Betongemenge (Sand, Kies in naturfeuchtem Zustand und Bindestoff, wie Zement od. dgl.) wird mittels Druck-

[1]) Graf: „Die Druckfestigkeit von Zementmörtel usw.“. S. 10. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer 1921.

[2]) Probst: Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie, S. 102, 144, 163, 289. Halle: Marhold 1922.

[3]) Der Name „Torkret“ ist entstanden aus „Tector“ (= Putzer) und „concrete“ (= Beton).

luft durch Schläuche zur Verwendungsstelle geführt und durch eine Düse auf Schalungen oder gegen bereits bestehende Bauteile gespritzt. Der für den Abbindeprozeß notwendige Wasserzusatz erfolgt — im Gegensatz zu den bisherigen Betonierungsverfahren — erst kurz vor dem Antragen, in der Düse, zu der ein besonderer Wasserschlauch führt. Die Förderung des naturfeuchten nahezu trockenen Gemenges, das im Luftstrom schwimmt, hat die Vorteile, daß der Transport der Masse auch durch große Schlauchlängen (150 m und mehr) und bis zu bedeutenden Höhen (50 m und mehr) mit geringem Kraftbedarf ohne Beeinträchtigung der Antragsenergie zu bewerkstelligen ist, und daß der Abbindeprozeß des Materials nicht beginnen kann, bevor es angetragen ist. Ist das Material, wie bei heißer Witterung, völlig staubtrocken, so muß es leicht vorgenäßt werden, damit eine bessere Durchdringung mit dem Zusatzwasser an der Düse stattfinden kann.

Um ein ununterbrochenes Arbeiten zu ermöglichen, ist die Maschine mit zwei Kammern ausgestattet, von denen die eine als Arbeitskammer, die andere als Materialschleuse dient. Während die Arbeitskammer beständig unter Druck steht, kann durch die Materialschleuse ohne Unterbrechung des Arbeitsvorganges Material nachgefüllt werden.

Zur Erzielung eines gleichmäßigen Materialstromes zur Düse ist es notwendig, in gleichen Zeitabschnitten gleiche Materialmengen dem Schlauche zuzuführen. Dies geschieht durch ein in der Arbeitskammer der Maschine angeordnetes Taschenrad, das durch einen kleinen Preßluftmotor angetrieben wird. Die Taschen des Rades werden beim Vorbeiziehen an einem Ausblasestutzen in diesen entleert.

Der Aufbau des Materials erfolgt derart, daß es nach Durchgang durch die Schläuche und die später beschriebene Spritzdüse mit großer Gewalt gegen die Antragsfläche geschleudert wird. Beim ersten Auftreffen erfolgt zunächst ein Rückprall der gröberen Masseteilchen, bis sich die Antragsfläche mit einer dünnen, fast reinen Zementhaut bedeckt hat. Erst wenn diese Zementhaut eine gewisse Stärke erreicht hat, bleiben auch die gröberen Teile haften und alle nachfolgenden Körner hämmern die vorhergehenden tiefer in die Masse hinein, die hierdurch eine hohe Dichte erhält und mit der Antragsfläche fest verbunden wird.

Die Verwendung des Verfahrens ergibt die Möglichkeit, entweder selbständige Bauwerke zu erstellen, oder bestehende Bauteile zu überziehen, auszubessern oder zu verstärken. Beim Einkleiden von alten Bauteilen erfolgt das Anschleudern des Betons unmittelbar auf das vorhandene Mauerwerk, nachdem dieses gründlich durch Preßluft und Wasser und falls nötig durch Sandstrahl gereinigt worden ist. Zu diesen Sandstrahlarbeiten wird die „Zement-Kanone“ unter Benutzung der kleinsten zugehörigen Düsenspritze oder einer besonderen Sandstrahldüse verwendet. Bei der Herstellung neuer Bauteile bedient man sich leichter einseitiger Schalungen, die infolge des raschen Abbindens des Torkretbetons bald abgenommen und wieder benutzt werden können.

Als Material können je nach der Maschinengröße alle Stoffe bis zu einer Korngröße von 7 bis 10 mm verwendet werden, die durch Wasserzusatz zum Abbinden oder Haften gebracht werden, besonders Beton in jedem Mischungsverhältnis und mit beliebigen Zuschlagsstoffen wie Kies, Schlacke, Bimssand, ferner Kalk, Schamotte usw.

Leistungsfähigkeit, Luft- und Kraftbedarf gehen aus nachfolgender Tabelle hervor. Die angegebenen Leistungszahlen sind ungefähre, da sie von der Art der Arbeit, den Materialien und der Organisation der Baustelle abhängen:

Zusammenstellung 65. Zahlenangaben betr. Torkretverfahren.

Type	Luftdruck an der Maschine Atm.	Bedarf an angesaugter Luft (effektive Leistung) m^3/Min.	Kraftbedarf für den Kompressor oder kW	PS	Leistung an 2 cm starker Schicht in 8 stünd. Arbeitszeit m^2
N—0	$2^1/_2$—$3^1/_2$	3—$3^1/_2$	18	25	115
N—1	$2^1/_2$—$3^1/_2$	$4^1/_2$—5	25	35	175
N—2	$2^1/_2$—$3^1/_2$	$6^1/_2$	33	45	225

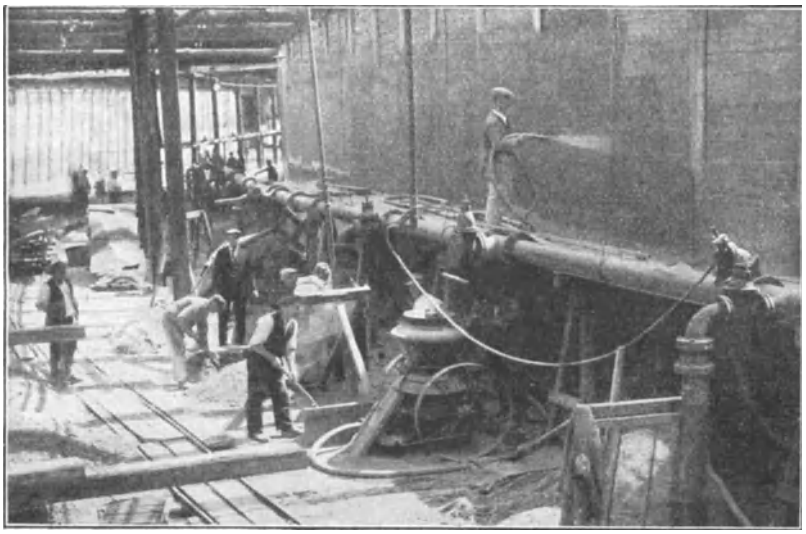


Abb. 66. Torkretierarbeiten.

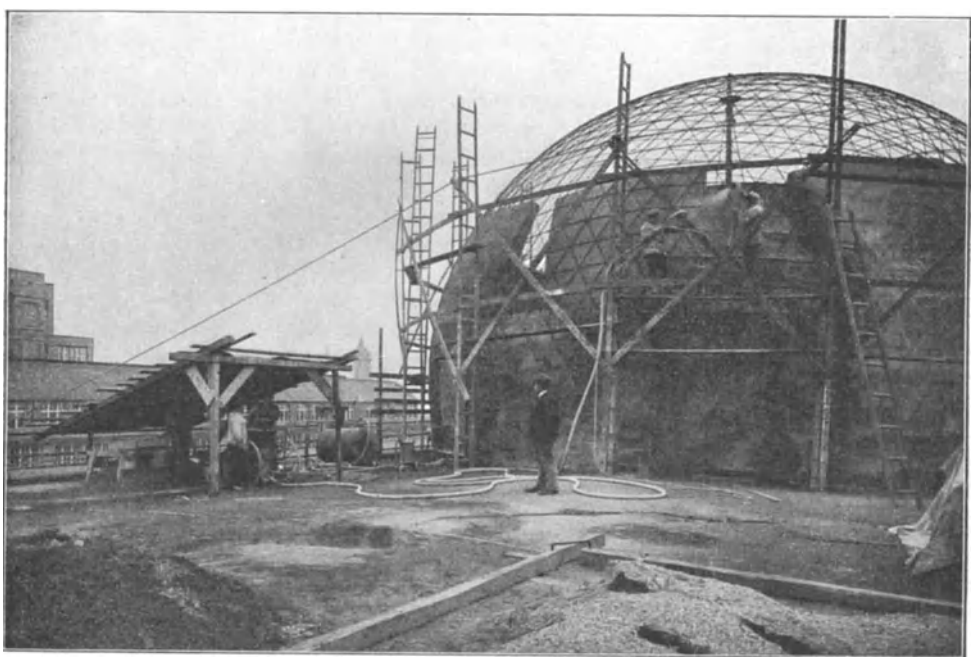


Abb. 67. Torkretieren einer Kuppel.

In industriellen Unternehmungen, Bergwerken usw., die mit Preßluftanlagen ausgerüstet sind, kann der Apparat an die bestehenden Luftleitungen angeschlossen werden. Bei Baustellen, wo Preßluft nicht zur Verfügung steht, bedient man sich einer ortsfesten oder fahrbaren Kompressoranlage mit elektrischem oder Benzinantrieb.

Die Abb. 66 und 67, S. 117 zeigen Beispiele von Anwendungen.

Einzelheiten bringt die Schrift Szilard[1]).

3. Einbringen der Masse.

A. Betonarten.

Dieser Arbeitsvorgang muß auch noch innerhalb des oben besprochenen, für die Gesteinsbildung unschädlichen Zeitraumes liegen. Die Gefahr der Entmischung besteht hier in etwas verstärktem Maße, je nach der Betonart. Gröbere Zuschlagteile, die sich abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen, damit keine bindemittelarmen Steinnester entstehen. Abb. 68 zeigt eine Probe solchen fehlerhaften Betons, die von der eingestürzten Glenotalsperre (s. auch Spannungsermittlung S. 39, Abb. 35 a, II) stammt, und die Prof. Franzius meinem Institut von der Besichtigung der Unfallstelle mitbrachte.

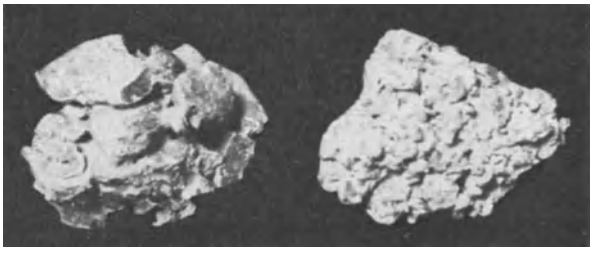


Abb. 68. Beton-Steinnester.

Eine kurze Darstellung der üblichen Betonarten mit Ausführungsanweisungen wird dem § 8 der Beton-Bestimmungen 1925 entnommen.

Die Praxis unterscheidet: I. Stampfbeton; II. Schüttbeton; III. Weichen Beton; IV. Gußbeton; V. Füllbeton.

I. Stampfbeton. Die Betonmasse darf in die Verwendungsstelle (Baugrube, Verschalung) nur schichtenweise und nur in solcher Höhe eingebracht werden, daß die fertig gestampfte Schicht in der Regel nicht stärker ist als 15 bis 20 cm (je nach Wassergehalt der Masse).

Die einzelnen Schichten sollen, wo es die Bauausführung gestattet, rechtwinklig zu der im Bauwerk auftretenden Druckrichtung und, wo dies nicht möglich ist, gleichlaufend mit der Druckrichtung eingebracht werden.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzustampfen, daß die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden. Es ist unbedingt erforderlich, daß vor dem Weiterarbeiten auf einer soeben fertig gestampften Schicht die Oberfläche dieser Schicht durch Abkehren mit Stahlbesen, Kelle oder sonstwie gehörig gesäubert und aufgerauht wird.

Treten frische Stampfschichten mit bereits abgebundenen in Berührung (Weiterarbeiten am nächsten Tage), so muß für ausreichend festen Zusammenschluß der Betonschichten gesorgt werden. Neben einer geeigneten Gliederung der in Betracht kommenden Betonkörper selbst (z. B. stufenartige Abtreppungen, Verzahnungen) ist die Oberfläche der zuletzt gestampften Schicht sofort nach Beendigung der Stampfarbeit gehörig aufzurauhen. Diese erhärtete und aufgerauhte Oberfläche ist vor dem Fortsetzen des Betonierens von losen Bestandteilen zu reinigen und anzunässen. Sodann ist ein dem Mörtel der Betonmasse entsprechender Zementmörtelbrei aufzubringen. Es ist streng darauf

[1]) Szilard, A.: Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Berlin: Julius Springer 1925.

zu achten, daß dieser Mörtelbrei nicht schon abgetrocknet ist oder abgebunden hat, bevor die neue Betonschicht hergestellt wird.

Für erdfeuchte Betonmasse sind quadratische oder rechteckige Stampfer von 12 bis 16 cm Seitenlänge und 12 bis 17 kg Gewicht zu verwenden, wenn nicht mechanisch betriebene benutzt werden. Für weiche Betonmasse können leichtere und anders geformte Stampfer verwendet werden.

Die Stampfarbeit erhöht innerhalb gewisser Grenzen die Festigkeit, und zwar bei erdfeuchter Betonmasse mehr als bei weicher. Die Verwendung erdfeuchter Betonmasse empfiehlt sich nur dort, wo ausgiebige Stampfarbeit von Hand oder durch Maschine gesichert ist. Besondere Sorgfalt ist auf das Stampfen der Ecken und Randschichten (längs der Verschalung) zu verwenden. Die einzelnen Stampfflächen sollen sich etwas überdecken.

II. Schüttbeton. Schüttbeton kommt hauptsächlich für die Herstellung unter Wasser in Frage. Die Betonmasse muß in weichem Zustand eingebracht werden. Das Auswaschen des Zements kann durch geringen Zusatz von hydraulischem Kalk oder Fettkalk (in Seewasser Traß-Kalk) abgemindert werden.

Das Schütten geschieht in Trichtern oder Senkkästen, bei geringen Wassertiefen auch unmittelbar aus dem Fördergefäß. Freier Fall der Betonmasse durch das Wasser muß vermieden werden. Deshalb sind die Trichter vor dem Versenken mit Betonmasse zu füllen und während des Schüttens stets genügend gefüllt zu halten; die Senkkasten sind geschlossen bis auf die Schütthöhe herabzulassen.

Die Massen sind nacheinander so zeitig (frisch auf frisch) einzubringen, daß sich die einzelnen Schichten untereinander ausreichend fest binden können. Beim Aufbringen neuer Schichten auf abgebundenen Beton muß der darauf abgesetzte Schlamm durch geeignete Mittel (z. B. Absaugen) entfernt werden, damit eine gute Verbindung der Schichten stattfindet. Stärker beanspruchte Bauteile (z. B. Schleusenböden) sind ohne Unterbrechung in Tag- und Nachtschichten auszuführen.

Das Wasser in der Baugrube ist ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb zu erhalten, da fließendes oder aufquellendes Wasser den Zement aus dem Beton ausspülen.

III. Weicher Beton. Er wird hauptsächlich im Eisenbetonbau verwendet, wo er zur satten Umschließung der Eiseneinlagen und Ausfüllung der oft engen Zwischenräume zwischen den Eiseneinlagen unerläßlich ist, wenn die Bauteile nicht gegossen werden.

Weiche Betonmasse verlangt weniger große Stampfarbeit als erdfeuchte.

IV. Gußbeton. Die Betonmasse muß genügend flüssigen Mörtel enthalten, der alle Hohlräume der Zuschläge (Kies, Schotter) ausfüllt. In den Zuschlägen müssen alle Korngrößen entweder gleichmäßig oder in stetiger Abstufung ihrer Menge enthalten sein.

Der Wasserzusatz darf nicht größer sein, als es die Fließbarkeit des Betons erfordert; er ist vor der Bauausführung durch Versuche festzustellen und wird zweckmäßig durch eine Konsistenzprobe (Steifeprobe) nachgeprüft.

Die Gußbetonmasse muß in dicht schließenden Maschinen gemischt werden, die keinen Mörtel auslaufen lassen.

Bei dem Befördern und Einbringen der Betonmasse ist darauf zu achten, daß keine Entmischung eintritt.

Gröbere Zuschlagteile, die sich beim Einbringen der Betonmasse abgesondert haben, sind mit dem Mörtel wieder zu vermengen.

Kann die Betonmasse nicht von selbst überall hinfließen, so ist mit geeigneten Geräten nachzuhelfen, daß sie den Schalungsraum, auch die Ecken und Außenflächen, satt ausfüllt. Eine Entmischung durch zu weites Verziehen muß jedoch ausgeschlossen sein.

Kann nicht der ganze Bauteil in einem Guß betoniert werden, so muß er in hohen Schichten hergestellt werden. Zu diesem Zweck sind bei größerer Ausdehnung einzelne Bauabschnitte zu bilden, die ohne Arbeitsunterbrechung hergestellt werden müssen.

Muß die Arbeit so lange unterbrochen werden, daß der eingebrachte Beton vor der Einbringung der nächsten Schicht begonnen hat abzubinden, so ist für ausreichend festen Zusammenschluß der Schichten dadurch zu sorgen, daß der in Betracht kommende Betonkörper zweckmäßig gegliedert und die Oberfläche der zuletzt gegossenen Schicht möglichst unregelmäßig und rauh gestaltet wird. Dazu können Bruchsteine, Felsblöcke, Stücke von starken Rundeisen, Schienenstücke od. dgl. bis zur Hälfte ihrer Höhe oder Länge als Dübel in die noch nicht erhärtete Schicht eingelassen werden. Auch empfiehlt es sich, durch vorübergehend eingelegte Hölzer Vertiefungen herzustellen. Unter allen Umständen müssen vor dem Weiterbetonieren Schlammschichten beseitigt werden, die sich an der Oberfläche gebildet haben. Die Oberfläche ist vor vollständiger Erhärtung rauh zu kehren oder zu kratzen.

Wird der Beton mit Hilfe von Rinnen od. dgl. eingebracht, so soll die Rinnenneigung im Regelfalle zwischen 1 : 2 und 1 : $2^1/_2$ liegen. Flachere Rinnenneigungen bedingen zu hohen Wasserzusatz, steilere können zu einer Entmischung des Betons führen. Keinesfalls darf die Rinnenneigung flacher sein als 1 : 3.

Fließt der Beton unmittelbar aus einer schrägen Rinne, so darf die Fallhöhe höchstens 2 m betragen. Bei lotrechtem Ausfluß ist die Fallhöhe durch die Entmischungsgefahr begrenzt. Das letzte Rinnenstück ist während des Betonierens ständig zu bewegen, um Kegelbildung und Kiesnester zu vermeiden.

Wird der Gußbeton mit Gefäßen eingebracht, so ist für gleichmäßige Verteilung über die ganze Grundfläche zu sorgen. Die Fallhöhe darf auch in diesem Fall nur so groß sein, daß keine Entmischung eintritt.

V. Füllbeton. Schließlich wird noch der „Füllbeton" erwähnt. Die Verwendung sehr magerer Mischungen 1 : 12 bis 1 : 20 u. m. kann an Stelle von Überschüttungs- oder Hinterfüllungsboden sehr wirtschaftlich sein. Die künstliche Kohäsion des Korngemenges gestattet ein besseres Aufbringen von Abdeckungen zwecks Wasserabführung und schaltet die Erddruckwirkung aus.

Füllbeton kommt in jeder Konsistenz zur Anwendung. „Seine Verarbeitung richtet sich nach Material und Zweck."

B. Ausbeute.

Die Kennzeichnung des Mischungsverhältnisses einer Betonmasse erfolgt in der Regel durch die Zahlenangabe 1 Zement : n Zuschlag in Raumteilen.

Die praktische Ausführung müßte also in geeigneten Gefäßeinheiten messen. Gewöhnlich wird für den Zuschlagstoff ein Karren- oder Loreninhalt als Einheit gewählt (z. B. 70 l). Der Zement wird nach Gewicht gekauft und bezahlt; Einheit = 1 Sack = 50 kg. Üblich ist die Annahme, daß der Sackinhalt 35 l beträgt, das bedeutet ein Litergewicht $r = \frac{50}{35} = 1{,}4$, das dem tatsächlichen Verdichtungsgrad des Zementpulvers durch den Einfüllungsvorgang (das Sacken) ungefähr entsprechen dürfte. Wenn die Festigkeitsangaben, die auf wissenschaftlichen Versuchen beruhen, für die Praxis brauchbare Unterlagen abgeben sollen, so muß vorausgesetzt werden, daß der Zement auf der Baustelle auch in dem Dichtigkeitsgrad des $r = 1{,}4$ gemessen wird. Wird der Zement aber in ein Meßgefäß, etwa die Karre mit 70 l Inhalt, aus dem Sack lose eingeschüttet und abgestrichen, so kann das Raumgewicht bis 1,1 sinken und der Inhalt wiegt nicht $70 \cdot 1{,}4 = 100$ kg = 2 Sack-

gewichten, sondern womöglich nur $70 \cdot 1{,}1 \cong 80$ kg! Daher kann das Vorschreiben einer Mischung nach Raumteilen ohne nähere Angaben zu einer gewollten oder unbewußten, jedenfalls unerwünschten Zementersparnis durch den Unternehmer führen. Beim Beispiel der 70-l-Karre müßte der Zementinhalt sicher gehäuft liegen, wenn die Zuschlagstoffe glatt gestrichen verladen werden. Daher haben solide Baufirmen den Zementgehalt schon lange in kg auf die Einheit (m^3) des normal gelagerten Korngemenges oder bezogen auf 1 m^3 fertig verarbeiteten Betons im Bauwerk berechnet.

Die Bestimmungen 1925 haben dieses Verfahren nunmehr auch amtlich vorgeschrieben. Sie verlangen in § 7, 1: Sand, Kies, Steingrus und -splitt und Steinschlag werden nach Raumteilen, Zement nach Gewicht bemessen, alles aber in Raumteilen zugesetzt.

Zur Umrechnung von Gewichtsteilen auf Raumteile ist der Zement lose in ein Hektolitergefäß einzufüllen und zu wiegen.

Sie beschreiten damit eine Art Mittelweg, unter Berücksichtigung der in der deutschen Baustellenpraxis noch überwiegend üblichen Gewohnheit, den Beton in der Form: „Mischung $1:n$" zu kennzeichnen und zu bewerten. Auf großen Baustellen wird der Zement nach der Einheit des Sackinhaltes zu 50 kg, d. h. nach Gewicht, zugegeben. Klar und eindeutig wäre die Bezeichnung: „300er Beton", d. h. 300 kg = 6 Sack Zement auf 1 m^3 fertigen Beton im Bauwerk[1]). Der Zementzusatz erfolgt aber zum losen Korngemenge, die „Ausbeuteziffer" müßte also bestimmt sein, um das Zementgewicht pro m^3 Zuschlagstoff vorzuschreiben.

Da Rücksicht auf eingebürgerte Gewohnheit und die Unsicherheit der Ausbeuteziffer als maßgebende Faktoren für die Abfassung praktischer Vorschriften gelten müssen, so ist die gewählte Form als durchaus zweckmäßig anzuerkennen.

Die großen Hohlräume, die das ursprüngliche Korngemenge im Anlieferungszustand je nach der Art der Kornzusammensetzung hat, verringern sich oder verschwinden erstens durch das Zumischen von Zement + Wasser, dem Zementbrei, der infolge leichterer Beweglichkeit und feinster Pulverung die Hohlräume willig ausfüllt, und zweitens bei entsprechender Behandlung des Betons durch Lagerungsverdichtung. Diese kann künstlich durch Transport, Stampfen, Stochern oder Rütteln, oder natürlich durch eine Reibungsverminderung im Sinne des Schmierens erfolgen.

Die eingebrachte Betonmasse nimmt also weniger Raum ein als die Summe der losen Rohstoffe. Diese Volumenänderung wird durch den Ausdruck „Ausbeute" gekennzeichnet. Im Bewußtsein der zahlreichen Variationsmöglichkeiten der grundlegenden Werte „Raumgewicht" und „Hohlraumgehalt" müssen verwickelte Formelableitungen als unangebracht empfunden werden. Hier hat die Praxis das Wort. Die Überlegung ist einfach, wenn sie von der Mischung in Raumteilen ausgeht. Die Einheit sei 1 l Zement (Z), die Mischung $1:n$, das Zeichen für die Zuschlagstoffe K (= Kiessand). $1\,l\,Z + n\,l\,K$ ergeben nicht $(1+n)\,l$, sondern nur $\alpha(1+n)\,l$ Beton; oder für 1 l Beton werden $\frac{1}{\alpha}(1+n)\,l$ Rohstoffe im Anlieferungszustand gebraucht. Der „Ausbeuteziffer" α kann die „Bedarfsziffer" $k = \frac{1}{\alpha}$ gegenübergestellt werden.

Praktische Werte sind nach Angabe des Betonkalenders 1924, S. 196, für die Mischungsangaben

$$1\,Z + n \text{ Kiessand}$$

oder

$$1\,Z + n \text{ Sand} + m \text{ Schotter:}$$

[1]) Siehe Eisenbeton-Bestimmungen 1925, S. 10.

Zusammenstellung 66. Ausbeute- und Bedarfsziffern.

Zuschlagstoff	k		α		Mischungsangabe
Natürlicher Kiessand	1,3—1,4		0,77—0,71		$1:n$
Sand + Schotter	1,5—1,6		0,67—0,62		$1:n:m$
	Sand k'	Schotter k''	Sand α'	Schotter α''	
	1,3—1,35	1,67	0,77—0,74	0,60	

Gesucht ist die Raummenge Zement $x(\mathrm{m}^3)$ für 1 m³ fertigen Beton.

1. Mischung $1:n$ (z. B. $k = 1{,}35$; $n = 4$).

$$(x + nx) = k; \qquad x = \frac{k}{1+n} = \frac{1{,}35}{5} = 0{,}270 \text{ m}^3 \text{ in Raumteilen,}$$

oder eine Gewichtsmenge Zement x' (1 m³ Zement wiegt 1400 kg):

$$x' = 0{,}270 \cdot 1400 = 378 \text{ kg Zement.}$$

Die Raummenge Sand ist $n \cdot x = 4 \cdot 0{,}270 = 1{,}080$ m³.

2. Mischung $1:n:m$ (z. B. $n = 4$; $m = 6$; $k' = 1{,}35$; $k'' = 1{,}67$).
Angenähert:

$$(x + nx + mx) = \frac{k' \cdot n + k'' \cdot m}{n+m}; \qquad x = \frac{k' \cdot n + k'' \cdot m}{(n+m)(1+n+m)};$$

$$x = \frac{1{,}35 \cdot 4 + 1{,}67 \cdot 6}{10 \cdot 11} = \frac{15{,}4}{110} = 0{,}140 \text{ m}^3.$$

Die Gewichtsmenge ist $x' = 0{,}140 \cdot 1400 = 196$ kg Zement.

Die Raummenge Sand ist $n \cdot x = 4 \cdot 0{,}140 = 0{,}560$ m³.
„ „ Schotter „ $m \cdot x = 6 \cdot 0{,}140 = 0{,}840$ m³.

Die nach diesen praktischen Angaben ermittelten Mengen sind größer als die vielfach in der Literatur angegebenen Werte, die z. B. den Streuverlust nicht berücksichtigen.

Zusammenstellung 67 enthält den hiernach ermittelten Baustoffbedarf in den beiden praktisch erforderlichen Zahlen:

Z = Zementbedarf in kg auf 1 m³ loses Korngemenge,
Z_B = „ „ „ für 1 m³ fertigen Beton.

Nach den bekanntgewordenen Versuchsergebnissen liegen je nach Art des Zuschlagstoffes und dem Verdichtungsgrad die Ausbeuteziffern zwischen 0,59 und 0,89. Die oben gewählten Werte bewegen sich etwa in der Mitte dieser Grenzen. Sie sollen auch keine Ausführungsvorschrift, sondern eine sachliche Erläuterung darstellen, nach der von Fall zu Fall oder an der Hand eigener Erfahrungen der Baustoffbedarf ermittelt werden kann. Die Angaben über den Wasserzusatz sind fortgelassen, das Problem wird zu verwickelt, wenn es wirklich sachgemäß behandelt werden soll.

Als eine Faustregel für den Wasserbedarf von Stampfbeton kann $w = 0{,}40 + 0{,}08\,n + 0{,}04\,m$ in Raumteilen angenommen werden. Danach erfordert z. B.:

Stampfbeton 1 : 3 : 6 an Wasser $w = 0{,}40 + 0{,}08 \cdot 3 + 0{,}04 \cdot 6 = 0{,}88$ Einheiten, d. i. $\sim$ 9 Raumprozente $\simeq$ 6 Gewichtsprozente.

Zusammenstellung 67. Baustoffbedarf.

Bedarfsziffer			$K = 1{,}3$					$k = 1{,}4$			
Ausbeute			$\alpha = 0{,}77$					$\alpha = 0{,}71$			
Mischung 1 Z. : n Kiessand			1 m³ fertiger Beton erfordert Raumteile l			Zementbedarf kg auf 1 m³		1 m³ fertiger Beton erfordert Raumteile l		Zementbedarf kg auf 1 m³	
						fertigen Beton	loses Gemenge			fertigen Beton	loses Gemenge
1 :	n :	m	Zement	Kiessand	Schotter	Zb.	Z.	Zement	Kiessand	Zb.	Z.
1	3	—	325	975	—	455	467	350	1050	490	467
1	4	—	260	1040	—	364	350	280	1120	392	350
1	5	—	217	1083	—	304	280	233	1167	326	280
1	6	—	186	1114	—	260	233	200	1200	280	233
1	8	—	144	1156	—	202	175	155	1245	217	175
1	10	—	117	1183	—	164	139	127	1273	178	139
1	12	—	100	1200	—	140	117	108	1292	151	117
1 Z. : n Sand : m Schotter			$k^n = 1{,}35$ $k^m = 1{,}67$					NB. Raumgewicht des Zementes = 1,4. Loses Gemenge ist der Rauminhalt des in Meßeinheiten angefahrenen Zuschlagstoffes im angelieferten Zustand, also z. B. 3 Karren Sand, 6 Karren Schotter			
1	3	6	156	468	936	218	155				
1	4	8	120	480	960	168	117				
1	5	10	98	490	980	137	93				

Eingehende Behandlung des Gegenstandes findet sich außer in den einschlägigen Lehrbüchern bei Safir, Nitzsche und Unna[1]).

Beim Studium ist auf die gemachten Voraussetzungen besonders zu achten.

C. Frostwirkung.

Während der „Bindezeit", in der die chemische Umsetzung im Gegensatz zur späteren „Erhärtungszeit" (s. S. 113) stürmisch verläuft, schadet eintretender Frost. Als praktische Grenztemperatur wird — 3° C angegeben (Beton-Bestimmungen 1925, § 9). Natürlich dürfen die Zuschlagstoffe selbst nicht ausgefroren sein, das Luftthermometer allein ist nicht maßgeblich! Über einen $^1/_4$ Tag Vorerhärtung hinaus zeigt sich ein anfänglicher Festigkeitsabfall, der aber durch Nacherhärten ausgeglichen wird.

Versuche von Gary, Dtsch. Ausschuß f. Eis.-Bet. 1912, Heft 13, und Germer, Einfluß niederer und hoher Temperaturen auf die Festigkeit von Beton (Verlag der Tonind.-Zg.) führten zu folgenden Werten[2]).

Zusammenstellung 68. Festigkeitsabfall durch Frostwirkung.
Festigkeit des ungefrorenen Betons = 100.

Mischung	Vorerhärtung Tg.	5 mal Frieren und Auftauen je 1 Tag — 11° C 2 Wochen	6 Wochen	10 Wochen	Dauerfrost 10 Tage 11° C 2 Wochen	6 Wochen	10 Wochen
1 : 3	$^1/_4$	61	58	57	29	58	59
	3	83	75	73	40	67	69
	7	—	99	94	—	76	83
1 : 6	$^1/_4$	51	61	62	19	44	41
	3	56	73	65	29	60	56
	7	—	87	78	—	91	77
1 : 12	$^1/_4$	38	49	53	12	38	35
	3	65	70	71	18	56	57
	7	—	90	89	—	68	70

[1]) Safir: Beschaffenheit, Mischungsverhältnisse und Ausbeute, 1909. — Nitzsche: Materialbedarf und Dichtigkeit, 1909. — Unna: Bestimmung rationeller Mörtelmischungen, 1899.

[2]) Saliger, 5. Aufl. 1925, S. 48.

Magere Mischungen leiden zunächst mehr als fette, wasserreiche mehr als trockenere Mischungen.

In dringenden Fällen, die die Fortsetzung des Betonierens bei Frost erfordern, sind folgende Hilfsmittel in der Praxis gebräuchlich und durch Versuche als zulässig nachgewiesen: Verwenden von schnellerhärtendem Zement oder Zusätze zum Anmachewasser, die das Abbinden beschleunigen, z. B. Soda, Wasserglas, Kalzidum u. a. m. Kochsalzlösung, 2 % bei — 2° C und bis 8 % bei — 10° C behindert das Gefrieren und beschleunigt das Abbinden, verursacht aber u. U. häßliche, wenn auch ungefährliche Ausblühungen. Anwärmen des Wassers und der Zuschlagstoffe, das ein Gefrieren hintanhält. Das Wasser soll nicht über 40° C warm sein. Eine ähnliche Wirkung wird bei Verwendung von Schmelzzementen infolge der hohen Erwärmung beim Abbinden beobachtet.

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, daß die Bestimmungen 1925, A, § 11 noch eine dritte Temperaturstufe „kühle Witterung von + 5° bis 0° C" hervorheben, da auch bei diesen Wärmegraden eine Verzögerung in dem Versteinerungsvorgang zu erwarten ist.

c) Befreiung von künstlicher Stützung (Ausschalen).

Das Tempo des Versteinerungsvorganges ist der Gradmesser für die Möglichkeit, die künstliche Stützung der Betonmasse zu beseitigen. Da die Wiederverwendung der Rüst- und Schalhölzer wirtschaftlich sehr ins Gewicht fällt, so ist das Bestreben der Bauausführung auf kurzfristige Entschalung und Ausrüstung gerichtet. Grundsätzlich ist zu unterscheiden zwischen den abschließenden Flächen, den Seitenwänden und den stützenden Lagerflächen des Betongemenges.

Der Kohäsionsgrad, der wagerechte Kraftkomponenten im Sinne des Erddruckes ausschließt, ist bald erreicht. Der Versteinerungsgrad, der ausreicht, um die auftretenden Bauwerksspannungen mit der üblichen Sicherheit aufzunehmen, richtet sich nach der Eigenart des Bauwerkes. Maßgebend ist das Verhältnis zwischen der Eigengewichtsspannung σ_g und der Spannung σ_p, die Nutz- oder Verkehrslasten hervorrufen. Ist σ_p im Verhältnis zu σ_g groß (z. B. bei gewölbten Brücken mit Eisenbahnlasten), so kann die Frist entsprechend kurz bemessen werden. Das übliche Mindestmaß ist drei Wochen. Hat das Bauglied aber beim Ausschalen schon fast die rechnungsmäßige Höchstlast, so ist besondere Vorsicht geboten. Die Bestimmungen 1925 weisen in § 11, 1 ausdrücklich auf die Verantwortlichkeit des Bauleiters hin. Sie geben keine Mindestgrenzen für die Entschalungsfristen an, während für Eisenbetonbauten die Einhaltung bestimmter Fristen gefordert wird (s. S. 153).

Da die frühe Möglichkeit des Wiedergewinnens des Holzes für die bautechnische Wirtschaftlichkeit in vielen Fällen von ausschlaggebender Bedeutung ist, so werden die hochwertigen Zemente mit großer Anfangsfestigkeit in letzter Zeit sehr in den Vordergrund des Interesses gerückt. Der höhere Einheitspreis des Zementes kann oft gut in den Kauf genommen werden.

Dem verantwortlichen Bauleiter, dem nach § 11, 1 der Beton-Bestimmungen 1925 die Pflicht obliegt, vor Anordnung der Ausschalung das richtige Verhältnis zwischen Erhärtungszustand und Beanspruchung des Baugliedes zu prüfen, stehen als Hilfsmittel hierzu nur subjektive Beobachtungen, z. B. akustische nach dem „Klingen" des Betons beim Anschlagen, oder der Widerstand gegen Verletzungen, Abbrechen von Ecken, Eintreiben von Nägeln oder scharfen Werkzeugen zur Verfügung. Im Zusammenhang damit steht die Bestimmung des § 5, daß ein verantwortlicher Bauleiter dauernd auf der Baustelle anwesend sein muß.

Voraussetzung für die normale Erhärtung von Beton ist die richtige

Pflege. Sie umfaßt die Vorsorge für das Vorhandensein des erforderlichen Wasserquantums und den Schutz vor Austrocknen (Verdursten) durch Besprengen oder Belegen mit feuchten Tüchern bei heißem trockenen Wetter. Die weichen und flüssigen Betonarten, denen aus Gründen besserer Formbarkeit ein stärkerer Wasserzusatz gegeben ist als für die Versteinerung an sich erforderlich ist, sind daher unempfindlicher gegen klimatische Einflüsse.

Ferner sind Erschütterungen und Belastungen unzulässig.

Eine besondere Rolle spielt die Einwirkung von Frostperioden. Nach dem Abbinden, der Bindezeit (s. S. 113) schadet der Frost der Erhärtung im praktischen Sinne nicht mehr. Er wirkt verzögernd, die langsame Umwandlung ruht; also sind die Ausschalungsfristen um die Frostzeit zu verlängern. Dabei kommt nicht der Eintritt des Tauwetters, sondern sinngemäß das völlige Auftauen des Baugliedes selbst in Frage, das u. U. erheblich später eintreten kann.

d) Entwicklung in höherem Alter.

1. Festigkeitszunahme.

Der verantwortliche Ingenieur hat das angenehme Bewußtsein, daß der Beton nach Überwindung der ersten empfindlichen und pflegebedürftigen Entwicklungszeit unter normalen Verhältnissen stetig, wenn auch allmählich, an Festigkeit zunimmt. Diese Tatsache ist einwandfrei nachgewiesen. Als Bei-

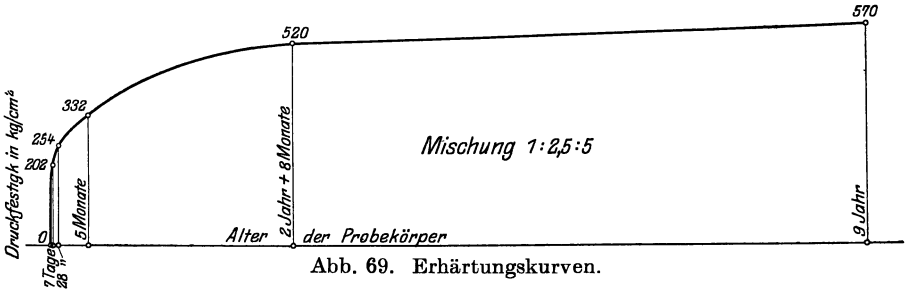


Abb. 69. Erhärtungskurven.

spiel wird in fast allen Büchern das Festigkeitsdiagramm des Betons von der Munderkingener Brücke gebracht, nach dem vom 3. bis 9. Jahre noch eine Zunahme um rd. 10 % stattfand. (Abb. 69.)

Der Versuch, ein mathematisches Gesetz des Anwachsens zu finden, hat keinen Sinn, da die große Fülle der zu beachtenden Faktoren nicht berücksichtigt werden kann. Zweifellos ist der mit dem Alter fortschreitende Anwachs ein großer Vorteil gut ausgeführter Betonbauten. Ein kritischer Vergleich der unzähligen Versuchsdaten ist erschwert durch die stets wechselnden Grundlagen der Versuche. Einen gewissen Anhalt gibt der Vergleich der Schnelligkeit des Versteinerungsvorgangs. Probst hat in seinen „Vorlesungen", 2. Aufl. 1923, 1. Bd., S. 54 ff. darauf hingewiesen. Werden die Festigkeitsunterschiede in Prozenten dargestellt unter Zugrundelegung von W_e 28, so ergibt sich die in Abb. 70, S. 126 gegebene Übersicht. Aus ihr geht klar hervor, daß die Steigungstendenz der wasserreichen Betonarten in späterem Alter größer ist als die der wasserarmen Sorten. Im Anfang bleibt der weiche Beton immer zurück. Ob er infolge stärkerer Steigung den erdfeuchten Beton gleicher Bedingungen einholt, ist eine Frage, die nicht eindeutig entschieden ist. Jedenfalls sind viele Versuchsergebnisse irreführend, vor allem die Daten, die aus Versuchen mit wasserreichen Betonsorten stammen, wenn die Würfel in Eisenformen hergestellt wurden. Die tatsächlichen Verhältnisse werden durch die Skizze Abb. 70 A annähernd richtig gekennzeichnet sein. Viel wichtiger als irgendein Maximum an Festigkeit ist in den meisten Fällen

der Praxis die wirtschaftliche Herstellung des Betons. Der Hinweis auf den Vergleich der Kosten von x kg Zementzugabe mit den Lohnkosten der Stampfarbeit möge genügen.

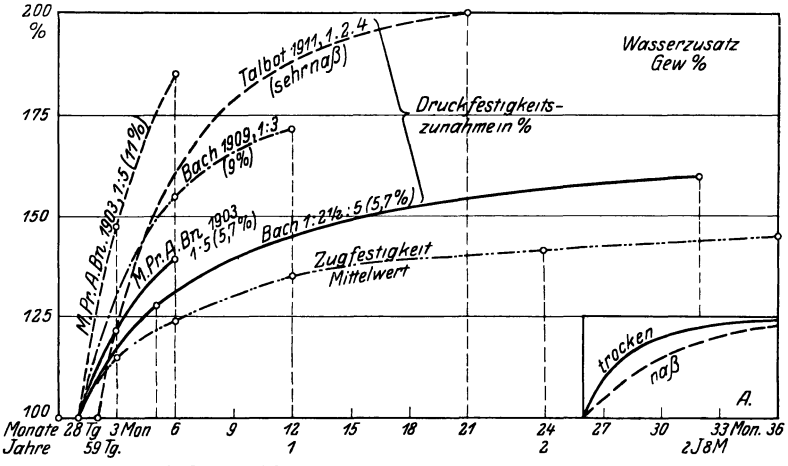


Abb. 70. Vergleich der Festigkeitszunahmen.

Saliger hat aus zahlreichen Versuchsreihen die Größt- und Kleinstwerte zusammengestellt und auf die Druckfestigkeit im Alter von 28 Tagen (W_e 28) = 100 bezogen[1]).

Die Mittelwerte geben eine praktische Schätzung (s. Zusammenstellung 69).

Abb. 71 veranschaulicht diese Zahlen.

Auch die Zugfestigkeit wächst, wenn auch in langsamerem Tempo. In Abb. 70 ist eine aus vielen Einzelwerten gemittelte Kurve gegeben.

Für die Schubfestigkeitszunahme sind wenig Unterlagen vorhanden, es wird auf die Darlegungen S. 208 verwiesen.

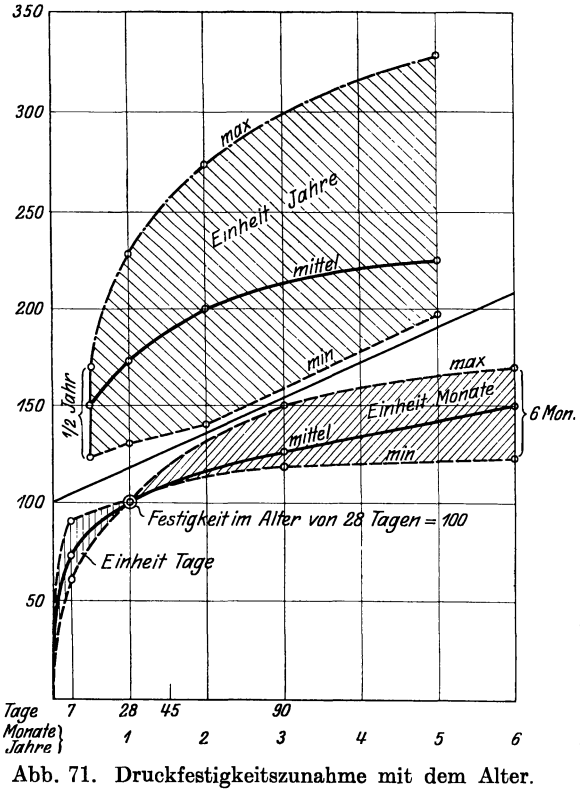


Abb. 71. Druckfestigkeitszunahme mit dem Alter.

2. Elastisches Verhalten.

Die Elastizität von Eisen und Holz ist der natürlichen Anschauung viel geläufiger als die der steinernen Baustoffe. Die aus der Biegung folgenden Formänderungen überwiegen hinsichtlich der Größe bei allen praktisch vorkommenden Bauteilen im Vergleich zu den Längenänderungen und Querverschiebungen. Die Verbiegungen sind leicht dem bloßen Auge sichtbar, die anderen Verformungen bedürfen zu ihrer Fest-

[1]) Saliger: 5. Aufl., 1925, S. 47.

Zusammenstellung 69. Zunahme der Druckfestigkeit mit dem Alter.

Alter	Tage		Monate		Jahre		
	7	28	3	6	1	2	5
Min.	0,55	1	1,18	1,22	1,30	1,42	1,95
Max.	0,90	1	1,50	1,70	2,27	2,73	3,28
Mittel	0,75	1	1,25	1,50	1,75	2,0	2,25

stellung feiner Meßinstrumente. Da der Beton ohne Bewehrung kaum wesentlich auf Biegung beansprucht wird, so war das Interesse für die Gesetze des elastischen Verhaltens zunächst gering. Wenn der Einfluß der Elastizität sich geltend machte, wie etwa beim Ausrüsten eines auf der Schalung erhärteten Gewölbes, so reichten für die konstruktiven Maßnahmen, hier also für die erforderliche Überhöhung des Lehrgerüstes, empirische Faustformeln aus.

Die Sachlage änderte sich, als die Spannungsermittlung aus statisch unbestimmter Rechnung, z. B. beim eingespannten Gewölbe, erfolgen mußte. Die statisch unbestimmten Größen X sind Funktionen der Formänderungen. Zwar handelt es sich stets um Quotienten $\frac{\delta}{\delta'}$, so daß bei gleichem Material die Elastizitätsziffern E sich aufheben; die Voraussetzung für die übliche Berechnungsmethode ist aber stets, daß die Beziehung zwischen Spannung und Formänderung einem linearen Gesetz (Hooke) folgt. Beim Eisen und Holz ist dies innerhalb der für die praktischen Baubelastungen in Frage kommenden Grenzen der Fall.

Als ausreichend sichere Werte können gelten:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{für Flußeisen} & E = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{„ Holz durchschn.} & E = 100\,000 \quad \text{„} \end{array}\right\} \varepsilon = \alpha \cdot \sigma = \frac{1}{E}\,\sigma,$$

und zwar für Zug, Druck- und Biegungsspannungen.

Auch der Gleitmodul, der aber in der praktischen Rechnung selten vorkommt, ist für Flußeisen mit

$$G = 830\,000 \text{ kg/cm}^2$$

genau genug festgelegt.

Die Eigenart des Holzgefüges läßt einen brauchbaren Mittelwert nicht aufstellen.

Über die Versuche zur Bestimmung der Elastizitätsziffer des Betons ist zunächst zu sagen, daß sie in noch höherem Maße als die Festigkeitsversuche unter der Fülle der beeinflussenden Faktoren leiden, da noch die Abhängigkeit von der Spannung hinzutritt.

Bach und Schüle haben diese Zusammenhänge an Druckversuchen geklärt und an der Hand der Zahlenwerte der Zusammenstellung 70 das sog. Potenzgesetz $\varepsilon = \alpha\,\sigma^m$, das beim Naturgestein und Gußeisen bekannt war, bestätigt gefunden.

Die Versuche, dies Gesetz in die üblichen Bauwerksrechnungen einzuführen, mußten scheitern, da hier die Feinheit des Werkzeuges in einem falschen Verhältnis zu der Art des zu behandelnden Materials steht. Ein Ast ist nicht mit dem Federmesser zu bearbeiten.

Die Untersuchung der Zugelastizität[1]) ergab wesentlich andere Werte. Bis zu den geringen Spannungen von etwa 10 kg/cm² sinkt die Elastizitätsziffer fast geradlinig von rd. 370000 auf 250000 kg/cm², um dann sehr schnell, schon bei 15 bis 20 kg/cm² Spannung, Werte von 100000 bis 50000 kg/cm² zu erreichen.

[1]) Mörsch: S. 43, und Heft 17 des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton.

Zusammenstellung 70. Druck-Elastizitätsziffern des Betons.

Mischung	σ kg/cm²	E kg/cm²	$\varepsilon = f(\sigma)$
1 : 3 Sand	1 4 25	315000 227000 179000	$\varepsilon = \frac{1}{315000}\sigma^{1,15}$
1 : 2,5 : 5 Sand und Schotter	1 25 100	457000 241000 200000	$\varepsilon = \frac{1}{457000}\sigma^{1,157}$
1 : 2,5 : 5 Sand und Kies	1 25	298000 173000	$\varepsilon = \frac{1}{298000}\sigma^{1,145}$
1 : 3 : 6 Sand und Schotter	1 25	380000 201000	$\varepsilon = \frac{1}{380000}\sigma^{1,161}$

Diese Ungleichheit des elastischen Verhaltens macht die Versuche, aus der Biegung eine Biegungselastizitätsziffer herzuleiten, sehr anfechtbar.

Zu beachten ist der Unterschied zwischen bleibender und federnder Formänderung. Die Eigenart des künstlichen Betongefüges bringt es mit sich, daß beim Beton die bleibenden Formänderungen ziemlich erheblich sind, die bis zu 20 % der gesamten Werte, je nach der Betonart, betragen können.

Hinzu kommt der Einfluß der verschiedenen Herstellungsfaktoren, in erster Linie der des Alters. Das stetige Fortschreiten des Versteinerungsvorganges läßt rein anschaulich erwarten, daß die Elastizitätsziffern mit dem Alter wachsen, d. h. daß die Formänderungen abnehmen.

Aus Versuchen des Dtsch. Ausschusses für Eisenbeton 1912, Heft 17, folgt z. B., daß die Änderung, auf das Alter von 28 Tagen als Normalwert 100 bezogen, nach weiteren 2 Monaten rd. 23 %, nach 11 Monaten rd. 43 % betrug.

Der Einfluß des Mischungsverhältnisses äußert sich in der Weise, daß die fetten Mischungen höhere Werte ergeben als die mageren, was ebenfalls einleuchtet, da die höhere Verfestigung die Ursache kleinerer Formänderung sein muß. Zwischen Beton 1 : 3 und 1 : 4 ergeben sich nach Bach, Forschungsarbeiten V.D.I. 1910, Heft 95, bei Druck Abweichungen von rd. 10 bis 14 %, bei Zug 1 bis 3 %.

Der Einfluß des Wasserzusatzes wirkt derart, daß nassere Mischungen größere Formänderungen erleiden. Durchschnittliche Abweichungen lassen sich bei der großen Verschiedenheit der Versuchsgrundlagen nicht geben, sie bewegen sich in den eben für das Mischungsverhältnis genannten Grenzen.

Im Wasser gelagerte Betonkörper zeigen Elastizitätsziffern, die bis 25 % höher sind als die von trocken gelagerten. Schließlich möge noch erwähnt werden, daß häufiger Wechsel von Belastung und Entlastung die Formänderungen gegenüber der dauernden Belastung verkleinert, wohl wegen der allmählichen Verdichtungsarbeit dieses Vorganges.

Wird dieser fast verwirrende Komplex von Einzelerscheinungen von höherer Warte zu einem einfachen Bilde zusammengefaßt, wie es die praktische Auswertung fordert, so treten folgende Punkte hervor:

Das Verhalten im Zustande der normalen Bauwerksbeanspruchung, das für die Errechnung der statisch unbestimmten Größen maßgeblich ist.

Das Verhalten in der Nähe der Gefahrzone, d. h. des Versagens der Festigkeit, der Zerstörung, das für die Wahl der gewünschten Sicherheit des Bauwerkes zu beachten ist.

Als kritisches Alter ist die Ausschalungszeit anzusprechen, da die Formänderungen mit dem Alter abnehmen. Dabei ist aber zu beachten, daß ein Übertreiben des Strebens nach Festigkeitssteigerung nicht richtig ist, da ein

sprödes Material in bautechnischem Sinne unerwünscht ist. Die Zukunft wird mehr und mehr auf das gute elastische Verhalten des Betons Wert legen müssen. Der einseitige Ruf nach möglichst hohen Festigkeitswerten ist kein Zeichen umfassender Kenntnis der Baustoffeigenart.

Für die Praxis ist also die Wahl einer Elastizitätsziffer von

$$E \simeq 210000 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei Bauwerksspannungen,}$$
$$E \simeq 140000 \quad \text{„} \quad \text{„ Bruchgefahr}$$

ausreichend. Ebenfalls genügt es, für die Harmonie zwischen Annahme und Wirklichkeit mit der Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes bei der Spannungsermittelung zu rechnen.

3. Schwinden und Dehnen.

Die dauernde Veränderung des Betongefüges mit dem Fortschritt des Versteinerungsvorganges hat eine Volumenänderung zur Folge, die je nach den begleitenden Umständen positiv, d. h. als Dehnung, oder negativ, d. h. als Schwinden auftritt. Praktische Erfahrung hat diese Tatsache frühzeitig erkannt, besonders in ihrer gefährlichen Form des Schwindens. Hierdurch entstehen Zugspannungen, die bei der geringen Zugfestigkeit und Dehnungsfähigkeit des Betons leicht zu Rißbildungen führen, eine Erscheinung, die an unzähligen, in der Länge ausgedehnten Bauwerken beobachtet werden kann. Die Dehnungen erhöhen die Druckspannung, die Voraussetzungen für ihr intensives Auftreten sind seltener, eine Notwendigkeit, ihnen konstruktiv Rechnung zu tragen, hat sich bislang noch nicht gezeigt. Um zahlenmäßige Unterlagen für diese Volumenänderung zu erhalten, sind viele und umfangreiche Versuchsreihen ausgeführt, die aber z. T. wegen der kleinen Abmessungen der Probekörper keine zuverlässigen Schlußfolgerungen auf das Verhalten von Bauwerksteilen gestatten.

Der Praxis am nächsten kommen Versuche von Bach und Graf, die im „Armierten Beton“ 1909 und in der Z. V. d. I. 1912 veröffentlicht sind.

Zusammenstellung 71 gibt einen kurzen Auszug der Ergebnisse, die an Betonprismen von 400 cm² Querschnitt und 1 m Länge im Mischungsverhältnis 1 : 4 gewonnen wurden.

Zusammenstellung 71. Längenänderungen von Beton 1 : 4.

Erhärtungszeit	20 Tage	40 Tage	100 Tage	1 Jahr	4 Jahre	6 Jahre	Einheit
Schwinden bei Luftlagerung	0,041	0,088	0,210	0,410	0,485	0,512	mm/m
Dehnen bei Wasserlagerung	0,019	0,025	0,037	0,080	0,132	0,177	mm/m

Diese Zahlenwerte mögen hier genügen, da es sich nur um unbewehrten Beton handelt. Beim Eisenbeton liegen die Verhältnisse anders, da das Eisen unverändert bleibt und die aus der Zusammenwirkung beider Baustoffe folgenden Eigenspannungen eine vermehrte Bedeutung erlangen (s. S. 155).

Geht der Luftlagerung eine Zeit des „unter Wasser Erhärtens“ oder auch nur eine intensive Durchfeuchtung voraus, so werden die Schwindungserscheinungen erheblich vermindert. Die Folge ist, daß in der Praxis die Verwendung weichen Betons oder sorgfältiges Nässen des jungen Betons sich als erfolgreiche Mittel zur Hintanhaltung von Rißbildung bewährt haben. Zu beachten ist auch, daß bei starken Mauerquerschnitten die Austrocknung der äußeren Teile schneller vor sich geht als im Inneren; gründliches Feuchthalten der Außenflächen wird dem Auftreten von inneren Spannungen, die den bekannten Gußspannungen ähnlich sind, entgegenwirken.

Das Versuchsmaterial läßt erkennen, daß fette Mischungen stärker schwinden als magere.

Bei der Spannungsermittlung an statisch bestimmt gelagerten Baugliedern braucht auf die aus dem Schwinden folgenden Nebenspannungen keine Rücksicht genommen zu werden. Anders liegen die Verhältnisse bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme, bei denen durch die überzähligen Größen die freie Formänderung behindert ist, Schwinderscheinungen also Lagerkräfte, Momente und Normalkräfte hervorrufen. Nach den Bestimmungen 1925 § 16, 2 ist hierbei das Schwinden einem Wärmeabfall von 15^0 gleichzuachten. Da

$$\Delta l = \alpha \cdot t^0 \cdot l = 0{,}000012 \cdot 15 \cdot l = 0{,}00018 \cdot l,$$

würde diese Annahme also einem Schwindmaß $\varepsilon = 0{,}18$ mm/m entsprechen.

4. Wasserdichtigkeit (Wasserundurchlässigkeit) des Betons.

Die Erzielung der Wasserundurchlässigkeit durch eine dichte Außenhaut oder durch geeignete Zuschläge zum Beton soll zunächst nicht erörtert werden. Die Tatsache, daß Beton infolge seiner Zusammensetzung dicht sein kann, ist praktisch erwiesen.

Die Überlegungen, wie ein dichtes Betongefüge in wirtschaftlicher Weise, d. h. ohne Verschwendung von Bindemittel, zu erreichen ist, gehen meist von dem Verhältnis des Mörtels zum Grobkorn aus, wobei der Sand des Mörtels durch eine willkürlich gewählte Korngröße begrenzt wird. Die Dichtigkeit des Mörtels selbst wird dann in dem richtigen Verhältnis von Sand zu Zementbrei, d. i. Zement + Wasser, gesucht. Hierbei werden für die Höhe des Wasserzusatzes wiederum willkürliche Annahmen gemacht, die z. T. unzutreffend, z. T. nur als rohe Faustregeln (z. B. $w = 0{,}40 + 0{,}08\,n + 0{,}04\,m$, S. 122) anzusehen sind.

Theoretische Überlegung. Der Begriff „Dichtigkeit" muß zunächst scharf bestimmt werden. Unter „Dichtigkeitsgrad" wird wissenschaftlich der Quotient $d = \frac{\text{Raumgewicht}}{\text{spez. Gewicht}} = \frac{r}{s}$ verstanden. Das spezifische Gewicht wird am Gesteinspulver in der Mahlfeinheit zwischen dem 900- und 4900-Maschen-Sieb bestimmt. Werte $d > 1$ sind nicht denkbar. $d = 1$ ist das theoretisch erreichbare Optimum. „Wasserdichtigkeit" (Undurchlässigkeit) hat das gleiche Optimum, sie ist aber auch noch bei Werten $d < 1$ vorhanden. Sie geht erst verloren, wenn die bei $d < 1$ vorhandenen Poren den Charakter der kommunizierenden Röhren annehmen, deren Länge etwa gleich der Dicke des Probekörpers ist. Vieles spricht dafür, daß mit Wasser gefüllte Porenkanäle dem Durchströmen größeren Widerstand entgegensetzen als mit Luft gefüllte (Halten von Wasserdruck nach dem Vollsaugen, Probst: Bauing. 1921, H. 22).

Wird die praktische Annahme der Wasserdichtigkeit zunächst als die hier maßgebende betrachtet, so ergibt sich die Vorstellung, daß die Hohlräume des Zementpulvers durch den Vorgang des Abbindens und Versteinerns geschlossen werden.

„Zementpulver" ist das übliche Handelsfabrikat. Zur Vereinfachung der Darlegungen werden folgende Durchschnittsannahmen gemacht.

Zusammenstellung 72. Zementpulver.

Spez. Gewicht	Litergewicht kg/l			Hohlräume %
$s = 3{,}1$	eingelaufen		1,1	64 Raum
	leicht	eingerüttelt	1,4	55 „
	stark	eingerüttelt	1,8	42 „

„Zementstein“ ist die abgebundene und allmählich erhärtende Masse Zement + Wasser. Dieses Gestein hat bezüglich der Dichtigkeit Eigenschaften, die mittleren Sand- und Kalksteinen ähneln. An 3 älteren Probekörpern (Normenkuchen) wurden folgende Dichtigkeitsgrade festgestellt:

Zusammenstellung 73. Zementstein.

Probe Nr.	Dichtigkeitsgrad	Spez. Gewicht
1	80,5 } rund 84	2,41 } 2,34
2	84,5	2,31
3	86,6	2,31

Ein im physikalischen Sinne dichter Körper ist natürlich auch „wasserundurchlässig“, aber ein im technischen Sinne wasserundurchlässiger Körper braucht noch lange nicht „dicht“ zu sein. Die mangelnde Schärfe der Bezeichnungen führt leicht zu Unklarheiten und Verwechslungen.

Nach den obigen Ausführungen kann ein Beton nur dann dicht sein, wenn alle Hohlräume, also die des Bindemittels, des Sandes und Steinschlages, unter Berücksichtigung aller, auch der kleinsten Körner, ganz gleichgültig, ob der Beton durch Stampfen, durch Stochern oder Rütteln verdichtet oder beim Gießen natürlich gelagert ist, gleichgültig auch, ob die Verhältnisse der Korngrößen zueinander günstig oder ungünstig sind — durch das Quellen des „Lebendigen“ und Versteinern des „Gequollenen“ geschlossen werden. Der hier gebrauchte Ausdruck „Quellen“ ist nicht identisch mit der bekannten Quellungstheorie von Michaelis.

Hierzu ist zunächst eine ausreichende Menge Zementpulver erforderlich. Der Zementstein muß natürlich nicht nur gerade die Hohlräume füllen, sondern auch das Verkittungsgerippe bilden.

Als Beispiel wird das Entstehen des Normenkuchens Probe 1 gewählt. Das spezifische Gewicht dieses Zementsteins beträgt $s = 2{,}41$, also nehmen 100 g Zementstein ein Volumen von $100 : 2{,}41 = 42$ cm³ ein (spez. Volumen $v = 0{,}42$).

Hieraus ergeben sich nun folgende Schlüsse:

100 g Zementpulver + 11 g Wasser = 111 g Zementstein nehmen ein Volumen ein von $111 : 2{,}41 = 47$ cm³ gegenüber dem ursprünglichen Volumen des Zementpulvers von $100 : 3{,}1 = 32$ cm³.

Durch Hydratisierung von 11 % Gewichtsteilen Wasser ist das Volumen von 32 cm³ Zementpulver auf 47 cm³ Zementstein angewachsen. Dies bedeutet eine Volumenvermehrung von $47 - 32 = 15$ cm³ oder in $\% = \frac{15 \cdot 100}{32} = 47$ Raumprozent. Mit einfachen Worten: der auf S. 46 als das „Lebendige“ im Mörtel und Beton bezeichnete Zement der Probe 1 ist bei der Gesteinsbildung gequollen, und zwar erheblich, nämlich um 47 % seines Volumens. Als natürliche Folge ist das spezifische Gewicht des „Zementsteins“ auf 2,41 gegenüber dem des „Zementpulvers“ von 3,1 herabgesunken.

Nun entsteht die Frage: Wo geht diese Volumenvermehrung hin? Wird der Raum des chemisch gebundenen Wassers durch sie erfüllt?

Bei der oben gemachten durchschnittlichen Annahme stellen 11 % Gewichtsteile Wasser $\frac{11 \cdot 3{,}1}{1{,}0} \cong 34$ Raumprozent Wasser dar, d. h.: 100 l Zementpulver (spez. Gewicht 3,1) hydratisieren 34 l Wasser und werden zu $100 + 47 = 147$ l Zementstein mit dem spezifischen Gewicht 2,41.

Bei den angenommenen Zahlenwerten wird der Raum des hydratisierten Wassers voll erfüllt.

Bei der Herstellung des Normenkuchens wurden 100 g Zementpulver mit 30 g Wasser zu einem Brei angemacht.

Auf 100 cm³ Zementpulver kommen also $\frac{100 \cdot 30}{32} = 94$ cm³ = 94 Raumprozent Wasser.

Wo bleibt diese Wassermenge? Sie zerfällt in 3 Teile.

a) Hydratisiertes Wasser = rd 34 Raumprozent.

b) Porenwasser.

Der Zementstein ist nicht absolut dicht. Der Dichtigkeitsgrad (Probe 1) beträgt 0,805 = rd.0,80. Also stehen 80 cm³ porenlosem Zementstein 20 cm³ Hohlräume gegenüber. Bei der physikalischen Beschaffenheit des Breies sind diese 20 cm³ mit Wasser gefüllt.

Diese sind $\frac{20 \cdot 100}{80} = 25$ Raumprozent des Zementsteins. Auf Zementpulver bezogen (100 l Zementpulver = 147 l Zementstein) stellen diese Hohlräume also dar: $\frac{25 \cdot 147}{100} = 37$ Raumprozent.

Bei Trockenlagerung wird dies Wasser allmählich entweichen, bei Wasserlagerung in den Poren bleiben.

c) Verdrängtes Wasser. Der quellende Zement erfüllt 47 — 34 = 13 % mehr Raum, als Wasser chemisch gebunden wird. Infolge der Ausdehnung werden also verdrängt 13 Raumprozent.

Bei Trockenlagerung wird dies Wasser verdunsten, bei Wasserlagerung in das Behälterwasser übergehen.

Summe 84 Raumprozent.

Der Rest von 94 — 84 = 10 % ist teils als Verlust anzusehen (Graf: „Der Aufbau des Mörtels im Beton“ S. 43. Verdunstungsverlust 5 %), teils erklärt er sich aus der Art der Annahmen.

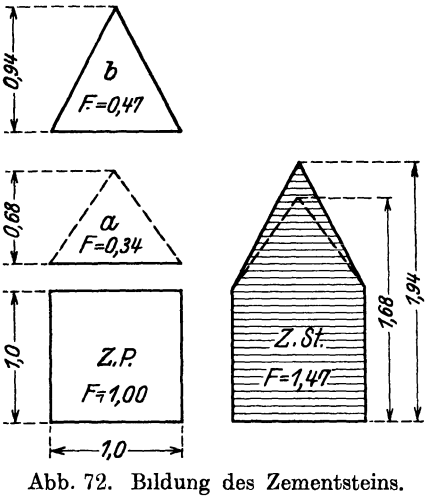


Abb. 72. Bildung des Zementsteins.

Die Einheit Zementpulver (Z.P.) verschluckt 0,34 Wasser (W.) und quillt auf zu 1,47 Zementstein (Z.St. Abb. 72). Die 0,34 Wasser reichen aber nicht aus. Die stoffliche Umsetzung ist ein Lösungs- und Kristallisierungsvorgang. Nach Dr. Kühl: „Die hydraulische Erhärtung als kolloidchemisches Problem“, Zement 1922, S. 342, „ist das Abbinden und Erhärten eine Reihe von Fällungsreaktionen aus übersättigter Lösung, eine stufenweise Ausscheidung einer Reihe mehr oder minder schwer löslicher Umsetzungsprodukte“.

Danach muß bis zur letzten Stufe stets noch ein Lösungsmittel, d. h. Wasser vorhanden sein. Schematisch läßt sich der Vorgang etwa nach Abb. 73 erläutern.

Um einen Hohlraum seien 5. Z.P. Einheiten gruppiert.

a) Hohlräume voll Wasser. Die Z.P. - Einheiten verschlucken 0,34 Wasser und wachsen als Z.St. unter Verdrängung des Lösungswassers zusammen.

b) Hohlraum mit Wasser und wenig Luft. Das Wasser reicht u. U. gerade hin, um das Zusammenwachsen noch zu ermöglichen.

c) Hohlraum mit Wasser und viel Luft. Die Z.P.-Einheiten bleiben im Wachstum stecken und der Hohlraum wird nicht geschlossen.

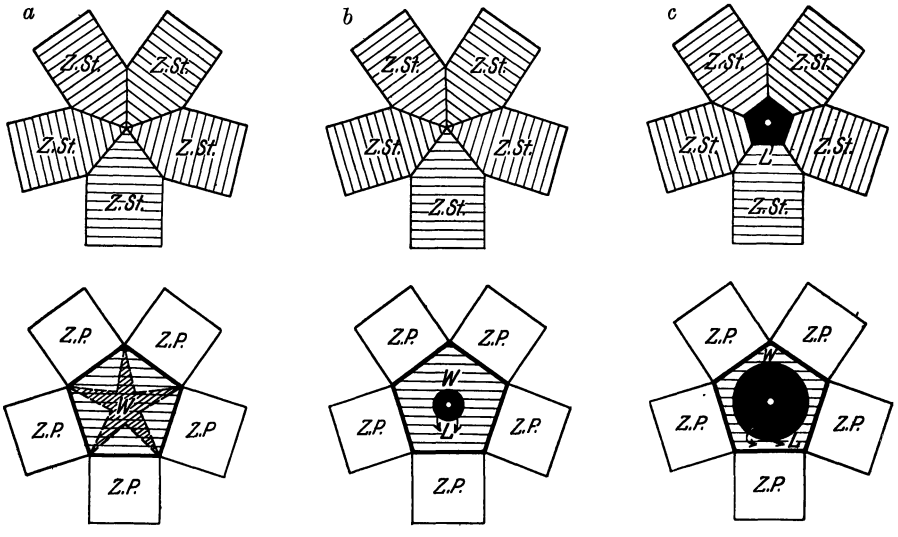


Abb. 73. Hohlraumfüllung.

Der Einfluß der Volumenvermehrung des Zementpulvers macht sich im Mörtel und Beton in der in Zusammenstellung 74 dargestellten Weise bemerkbar. 100 l Zement + 34 l Wasser ergaben 147 l Zementstein. Wird angenommen, daß hiervon 120 l hohlraumfüllend und 27 l gerippebildend wirken, so ergibt sich die Trennungslinie in den Spalten 4 bis 6. Bei sachgemäßem Wasserzusatz könnten also Mörtel und Beton dicht sein bei

20 %	Hohlraum	im	Zuschlag	bis	Mischung	1 : 5
30 %	„	„	„	„	„	1 : 4
40 %	„	„	„	„	„	1 : 3

Die Grenze der Dichtigkeit ist die Dichtigkeit des Zementsteins selbst, der im praktischen Sinne als „wasserundurchlässig“ anzusprechen ist.

Zusammenstellung 74. Grenzen der Dichtigkeit.

1	2	3	4	5	6
Mischung Rtl.	Zement-pulver	Sand oder Kies			
		Menge	Hohlräume		
	l	l	20 %	30 %	40 %
1 : 0	100	—	—	—	—
1 : 1	100	100	20	30	40
1 : 2	100	200	40	60	80
1 : 3	100	300	60	90	120
1 : 4	100	400	80	120	160
1 : 5	100	500	100	150	200
1 : 6	100	600	120	180	240
1 : 7	100	700	140	210	280
1 : 8	100	800	160	240	320

Diese Forderung ausreichender Zementmenge ist aber nur eine einseitige. Das lebendige, quellende Zementpulver kann seine Aufgabe nur dann erfüllen, wenn ihm weder zu wenig noch zuviel Wasser zur Gesteinsbildung zur Verfügung steht.

Der Verbrauch an Wasser setzt sich wie folgt zusammen:

1. chemisch zu bindendes Wasser,
2. Porenwasser im Zementstein, das als Lösungswasser dient,
3. vom Zuschlagmaterial aufgesaugtes Wasser,
4. Wasserverlust.

Praktische Folgerungen. Das Gestein „Beton" ist infolge seiner künstlichen Zusammensetzung und der unzähligen Fehlerquellen aus Eigenschaften der Rohstoffe, Wahl von Körnung und Mischung, Wasserzusatz und Güte der Fertigungsarbeit wenig geeignet, in streng umrissene mathemathische Formelwerte hineingezwängt zu werden. Die vorstehenden Darlegungen mußten zunächst von theoretischen Grundlagen ausgehen. Ihre Anpassung an die Praxis führt etwa zu folgenden Überlegungen.

Graf hat („Der Aufbau usw.", S. 42) den Einfluß des Wasserzusatzes auf die Hohlräume im Zementmörtel genau bestimmt und für den Normenmörtel 1 : 3 gefunden:

Zusammenstellung 75. Hohlräume im Zementmörtel.

	Gewichts-Prozente					
Wasserzusatz	7,5		8,3		10,4	
	I		II		III	
Probe-Nr.	a	b	c	d	e	f
Hohlräume	20,9	20,9	21,4	21,5	26,3	25,5

Ferner hat er den Einfluß des Wasserzusatzes auf das Raumgewicht des Betons festgestellt und für Mischung 1 : 5 ermittelt.

Zusammenstellung 76. Raumgewicht des Betons.

mit 5% Gewtl. Wasserzusatz .	(zu wenig Wasser)	$r = 2{,}31$
„ 6% „ „ .	(erdfeuchter Beton)	$r = 2{,}37$
„ 7% „ „ .	(etwas mehr als erdfeuchter Stampfbeton)	$r = 2{,}38$
„ 9% „ „ .		$r = 2{,}36$
„ 11% „ „ .		$r = 2{,}33$
„ 12% „ „ .	(flüssiger Beton)	$r = 2{,}31$

In Abb. 74 sind die Werte oben dargestellt. Das Minimum an Hohlraum, also das Maximum der Dichtigkeit, liegt bei beiden Untersuchungen auf der Seite des geringen Wasserzusatzes.

Hier handelt es sich um physikalische Dichtigkeit.

Die Untersuchungen von Maier[1]) zeigen nun aber, daß bei Prüfung der praktischen Wasserundurchlässigkeit die Lage des Optimums sich in das Gebiet des wasserreicheren Betons verschiebt. Er unterscheidet Großporen und Feinporen, von denen die ersteren in Konzentrations-, Struktur- und Randporen gegliedert werden, und sagt:

„Die bei geringem Wasserzusatz auftretenden Großporen sind für die Wasserführung günstig. Mischungen mit relativ geringen Wasserzusätzen, die gerade noch beim Stampfen plastisch werden, zeigen eine ziemlich hohe Wasserdurchlässigkeit, die hauptsächlich auf Strukturporen, die in der

[1]) Maier: „Die Entstehung des Porenvolumens im Beton". Bauing. 1922, S. 558.

mangelnden Plastizität begründet sind, zurückzuführen sind. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Wasserleitfähigkeit infolge Erhöhung der Plastizität und besseren Anschlusses der Betonkomponenten aneinander bis zu einem Wasserzementfaktor von 0,65 ab, um von da an infolge der Lockerung des Zementgefüges und bei noch höheren Wasserzusätzen infolge beginnender Entmischung wieder zuzunehmen."

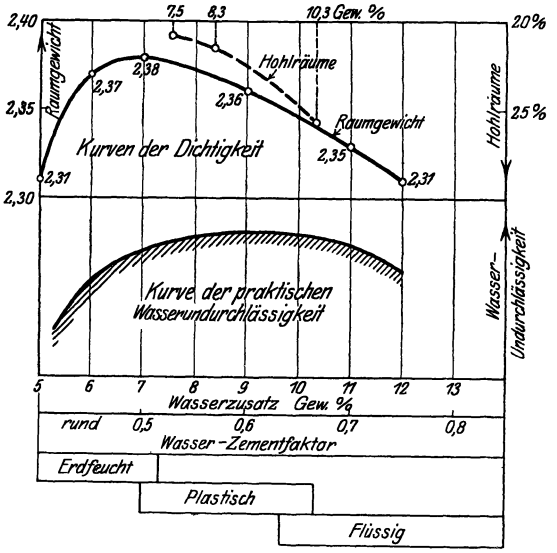


Abb. 74. Dichtigkeitskurven.

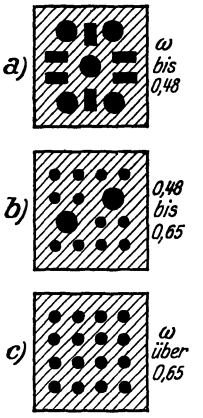


Abb. 75. Schema der Porenbildung.

Zusammenstellung 77. Porenvolumen im Beton.

Wasser-Zementfaktor	Ungefähre Konsistenz	Porenart	Abb. 75
bis 0,48	erdfeucht	Strukturporen, Konzentrationsporen	a
0,48 bis 0,65	plastisch	Zunahme der Feinporen, rasche Abnahme der Konzentrationsporen	b
über 0,65	flüssig	rasche Zunahme des Volumens der Feinporen; Verschwinden der Konzentrationsporen	c

Diese Feststellungen decken sich mit den Erfahrungen der Praxis, daß der plastische Beton leichter wasserundurchlässig ausfällt als der Stampfbeton. Sie finden ihre Parallele auch in den Überlegungen, die in der in dieser Studie vertretenen Vorstellung von dem Hineinwachsen des Zementsteins in die Hohlräume infolge Volumenvermehrung wurzeln.

Die unvermeidlichen Mängel der Betonbereitung auf der Baustelle gegenüber den technisch-physikalischen Untersuchungsmethoden der Laboratorien verschieben die Lage des Optimums noch weiter nach dem Gebiet der wasserreichen Betonarten, was wie folgt erläutert werden möge.

Der Begriff der Konsistenz sei der rohe Maßstab für den Wasserzusatz.

a) Stampfbeton — erdfeucht (wenig Wasser).

Beim Anmachen wird die Luft nicht restlos verdrängt, weil das Gemenge nicht plastisch, das Wasser also nicht beweglich genug ist. Die Hohl-

räume enthalten Wasser und Luft, „das Stampfen bis zum Schwitzen“ soll die Luftblasen vertreiben. Die Wahrscheinlichkeit, daß dies gelingt, ist nicht sehr groß. Die Verlagerung der Körner und die beträchtliche Reibung zwischen ihnen lassen das Zurückbleiben von luftgefüllten Hohlräumen durchaus erklärbar erscheinen, auch wenn sich an der Oberfläche Wasser zeigt. Das zur Zementsteinbildung erforderliche Wasser kann leicht an einzelnen Stellen im Innern fehlen, so daß die dichtende Volumenvermehrung nicht voll zur Auswirkung kommt (Abb. 73c, S. 133). Hierfür spricht auch die Maiersche Feststellung der Großporen. („Bei relativ geringem Wasserzusatz zeigt das Wasser im Beton überall die Tendenz zum Zusammenziehen“, d. h. Tropfenbildung bei dünn verteiltem Wasser.) Die Zementkörner, die nicht an diese Sammelbehälter herankommen, verdursten und stocken in ihrem Wachstum.

β) Weicher Beton — plastisch (mittlerer Wasserzusatz).

Durch Stochern oder Rütteln und die größere Beweglichkeit des Wassers ist die Wahrscheinlichkeit, daß alle Hohlräume nur Wasser enthalten, groß. Die Verlagerung der Köner kann auch ohne Stampfen günstig werden, da der plastische Zementbrei etwa im Sinne einer Schmierung das Gleiten der Körner aneinander erleichtert (NB. hohe Festigkeit des Rüttelbetons). Für die Zementsteinbildung findet sich überall das chemisch und als Lösungsmittel erforderliche Wasser, so daß die Volumenvermehrung der Zementkörner nicht gefährdet ist. (Maier, a. a. O. „besserer Anschluß der Betonkomponenten“.)

Beim Ansteigen des Wasserzusatzes von *α*) nach *β*) muß also ein Anwachsen der Wasserundurchlässigkeit angenommen werden, bis ein Optimum erreicht ist. Werden die Zahlen der obigen Probe-Nr. 1 als Beispiel angenommen, so müßten neben den durch Aufsaugen, Verdunsten, Abfließen usw. verschwindenden Wassermengen 34 Raumprozente der Zementpulvermenge zur Bildung von 47 Raumprozenten Volumenvermehrung vorhanden sein und die Hohlräume des trockenen Gemisches von Zementpulver und Zuschlagmaterial + Raum für die Gerippebildung ebenfalls 47 % betragen. Diese Raum- und Mengenverhältnisse werden bei plastischem Beton leicht vorhanden sein bzw. erzielt werden können.

Wird unter gleichen Körnungs- und Lagerungsverhältnissen noch mehr Wasser zugesetzt, dann entsteht

γ) Gußbeton — flüssig — zuviel Wasser.

Nachdem das zur Bildung des Zementsteins erforderliche Hydratwasser verbraucht ist, muß das überschüssige Wasser entweder aus dem Innern wieder verschwinden oder an seinem Ort verbleiben, also in jedem Falle porenbildend wirken. Bei Luftlagerung geschieht das Entweichen sehr leicht, bei Wasserlagerung werden die überschüssigen Wasserteilchen eingeschlossen. In beiden Fällen können zwischen den Luftporen oder den mit Wasser gefüllten Poren Kanäle bestehen bleiben, die bei einseitigem Wasserdruck ein Nachdrängen des Druckwassers gestatten, um so mehr als der Wasserüberschuß zwischen dem Gemenge die natürlichen Lagerungshohlräume erweitert haben kann und dadurch eine neue Quelle der Durchlässigkeit geschaffen hat. Mit steigendem Wasserzusatz nach dem Gebiet des Gußbetons hin muß die Undurchlässigkeit also wieder abnehmen.

Abb. 74, S. 135 zeigt den wahrscheinlichen Verlauf der Kurve der praktischen Wasserundurchlässigkeit.

Der Wasserzusatz ist in Prozentgewichtsteilen der Trockenmischung (Bindemittel + Zuschlagstoff) und gleichzeitig als Wasserzementfaktor an-

gegeben. Die bisher üblichen Prozentwerte weichen stark von der neueren Methode der Bezeichnung des Wassergehaltes ab (s. Zusammenstellung 62, S. 110).

Zusammenfassung. 1. Die Streitfrage, ob Stampfbeton, weicher Beton oder Gußbeton zur Erzielung hoher Dichtigkeit gewählt werden solle, wird meines Erachtens zu dem Ergebnis führen, daß der weiche Beton die größte Aussicht hat, wasserundurchlässig zu sein. Stampf- und Gußbeton, die sich der Grenze des Mittelwertes nähern, können bei besonders guter Fertigung auch noch praktische Wasserundurchlässigkeit erreichen.

2. Für die Wahl der Konsistenz kommen meist wirtschaftliche Momente in Frage. Der plastische Charakter des Betons und die Vorzüge der völlig monolithischen Bauweise werden die Verwendung der wasserreicheren Betonsorten immer mehr in den Vordergrund drängen, selbst wenn gewisse Nachteile, z. B. geringere Festigkeit in den Kauf genommen werden muß. Soll aber neben diesen wirtschaftlichen Erfordernissen auch noch die Aufgabe der Wasserundurchlässigkeit erfüllt werden, so muß der Wasserzusatz in kontrollierten Grenzen gehalten werden, sonst wird bei großen Abmessungen vielleicht eine mehr zufällige Undurchlässigkeit, nicht aber eine auch bei kleineren Abmessungen gewährleistete Undurchlässigkeit erwartet werden können.

3. Eine Lösung dieser Fragen, die sowohl die zweifellos voranzustellenden Bedürfnisse und Möglichkeiten der Praxis befriedigt als auch den verwickelten Gesetzen der Gesteinsbildung im Beton wissenschaftlich standhält, kann nur durch ein großzügiges einheitliches Versuchsprogramm gefunden werden. Die Arbeiten müßten von zentraler Stelle, etwa vom Deutschen Betonverein aus, zielbewußt an geeignete Baustellen und Institute verteilt werden. Die Unterordnung unter das große Ziel muß dem Wunsch nach Durchführung eigener Ideen vorangehen. Besonders erfreulich wäre es, wenn die Staatsbehörden sich in diese Gemeinschaftsarbeit eingliedern würden. Kirchturmpolitik ist hier wie überall ein starker Hemmschuh für die Lösung schwieriger Probleme.

Für die Untersuchung der Dichtigkeitsfrage möchte ich folgende Richtlinien für ein Programm aufstellen:

a) Grundlagen. Feststellung einer Norm für die Wasserundurchlässigkeit von

1. großen Versuchskörpern (Baustellenversuche),
2. kleineren Probekörpern (Laboratoriumsversuche).

Zu trennen ist nach absoluten und relativen Werten. Auftragung von Druckabfallkurven erscheint zuverlässiger als Feststellung von Wasserflecken oder Wassertropfen oder Messung durchgegangener Wassermengen.

Form und Abmessung der Probekörper, Art der Dichtung: einheitlich wählen!

b) Laboratoriumsversuche. Hydratisierung der einzelnen Zementsorten. Dichtigkeit des Zementsteins aus verschiedenen Zementsorten, gegliedert nach dem Wasserzusatz beim Anmachen. Volumenvermehrung des Breies aus Zement + Wasser. Wasserdichtigkeitsprüfungen an kleinen Probekörpern nach einheitlicher Methode.

c) Baustellenversuche. Praktische Wasserdichtigkeitsversuche an großen Körpern nach einheitlicher Methode.

5. Wärmeleitung.

Die Wärmeleitungsfähigkeit des Betons hängt in erster Linie von dem Grade seiner Porigkeit ab. Dichter Beton ist ein erheblich besserer Wärmeleiter als poriger. Die Frage hat hauptsächlich für den Architekten Interesse.

Für bewohnte Räume kann dichter Beton nicht verwendet werden, dagegen haben sich magere Mischungen mit porösen Zuschlagstoffen, wie Schlacke, als durchaus brauchbar erwiesen. Hierbei spielen aber noch andere Eigenschaften als nur die Wärmeleitfähigkeit eine wichtige Rolle. Einen Anhalt für das Verhalten des Betons geben die Zahlenwerte der Zusammenstellung 78.

Zusammenstellung 78. Wärmeleitung des Betons.

Betonart	Dauer	Temperatur C°					Versuche
		Außen	Innen im Abstand cm				
			2,5	5,1	7,6	18,0	
1:2:4 Alter 2 Mon.	20′	816°	20	16	16	16	Woolson[1]) Eng. News 1906, S. 723
	1h		254	204	127	85	
	2h		427	404	277	104	
	4h		565	555	460	204	
1:2:3 Alter 3 Mon.	1h	600	200	92	40	—	Grat Teknisk Forenings Tidskrift 1904
	2h	820	330	200	100	—	
	4h	1000	525	340	240	—	
	8h	1000	640	460	350	—	

Die rein physikalisch-wissenschaftliche Messung von Wärmeleitzahlen bringt für die Praxis wenig brauchbare Ergebnisse. Immerhin belehren sie in relativem Sinne. Ausführliche Angaben finden sich in Landolt u. Boernstein, Phys.-chem. Tabellen. Ungefähr beträgt die Wärmeleitzahl für:

Eisen	56	Beton	0,70
Bruchsteinmauerwerk .	1,3—2,1	Schlackenbeton . . .	0,3—0,9
Ziegelmauerwerk . . .	0,35	Luft	0,02

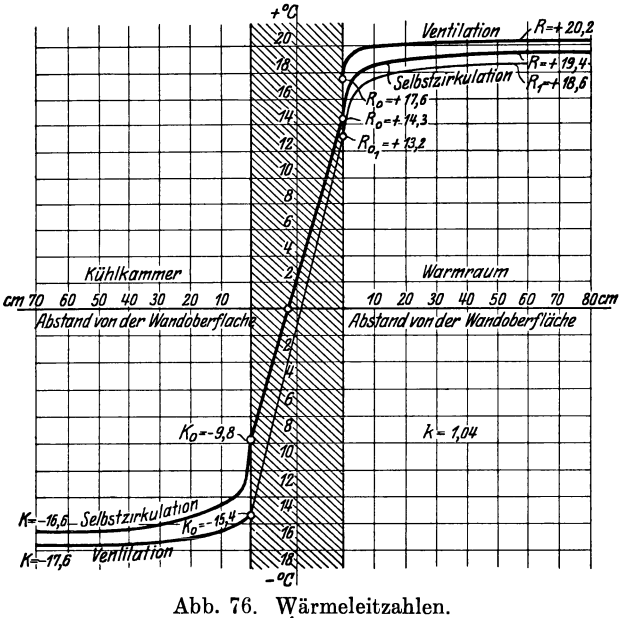


Abb. 76. Wärmeleitzahlen.

Versuche, die Bestimmungen mehr dem technischen Bedürfnis anzupassen, sind angestellt von Poensgen, Gary und Dittmer[2]).

Auf viel breiterer Basis aufgebaut sind die Versuche von Kreuger u. Eriksson, die im Auftrage der Akademie der Ing.-Wissenschaften in den Jahren 1920 bis 1923 in Stockholm ausgeführt sind[3]).

Die Versuchsanordnung ist großzügig und mustergültig. Die Begriffsbestimmungen sind scharf den einzelnen Vorgängen, dem Wärmeeintritt und -austritt und der Durchleitung an-

[1]) American Soc. f. Testnig Materials 1905, Bd. 5.

[2]) Poensgen: Ein technisches Verfahren zur Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit. Mitt. über Forsch.-Arb. 1912, Heft 130, S. 25. — Gary und Dittmer: Die Prüfung von Wärmeschutzstoffen. Mitt. Materialpr.-Amt Bln.-Licht. 1916, Heft 6.

[3]) Kreüger und Eriksson: Untersuchungen über das Wärmeisolierungsvermögen von Baukonstruktionen. Berlin: Julius Springer 1923.

gepaßt. Einen Überblick über die Meßmethode gibt Abb. 76, die dem Heft entnommen ist. Für Zementmörtel 1 : 5 werden z. B. bei Wandstärken von 5 bis 40 cm die Wärmeleitzahlen 0,95 bis 1,20 ermittelt.

6. Verhalten im Feuer.

Die Gefahr besteht darin, daß in höheren Hitzegraden das Hydratwasser des Zementsteines ausgetrieben wird, der dadurch zermürbt. Die Widerstandskraft der Zuschlagsstoffe ist auch von Einfluß. Je dichter das Gefüge ist, desto leichter treten Sprengwirkungen ein. Gesteine vulkanischen Ursprungs, porige Steinarten, Ziegel- und Klinkerbrocken und Schlacken sind unempfindlicher. Daher sind auch magere Mischungen bis zu einem gewissen Grade widerstandsfähiger als fettere und der alte Beton besser als junger, da dieser noch zu viel Wasser enthält.

Einen Maßstab für das Verhalten im Feuer bietet der Druckfestigkeitsabfall. Einige Zahlenwerte sind in Zusammenstellung 79 nach Versuchen von Woolson eingetragen. Die Festigkeit ohne Erhitzung ist = 100 gesetzt.

Zusammenstellung 79. Festigkeitsabfall von Beton bei Erhitzung.

Betonart	Nach Erhitzung auf	0°	200°	400°	600°	800°	1000°	1200°
1 : 2 : 4 Alter 2 Mon.	Vulkan. Steinzuschlag	100	100	94	83	67	52	29
	Kalksteinschotter	100	77	63	53	44	0	0

Werden die in Zusammenstellung 78 gegebenen Zahlen über die Fortpflanzung der hohen Temperaturen ins Innere beachtet, so erhellt der große Schutz, den die große Masse der meisten reinen Betonbauglieder bietet. Das Innere wird nur langsam erhitzt und die Beschädigungen erstrecken sich auf geringe Stärken der Außenhaut.

III. Eisenbeton als massiver biegungsfester Baustoff.

Die relativ geringen Zug- und Schubfestigkeiten der rein steinernen Baustoffe bedeuten eine große Beschränkung der massiven Ingenieur-Bauwerke in Abmessung und Durchbildung. Dem Zusammenwirken von Praxis und Wissenschaft gelang es zwar, die Eigenschaften natürlicher und künstlicher Bausteine und ihrer Zusammenfügungen zum Mauerwerk in dem plastisch verwendbaren, jeder Form anpassungsfähigen künstlichen Konglomerat-Gestein Beton nicht nur nachzuahmen, sondern durch geschickte Wahl der einzelnen Komponenten teilweise zu übertreffen. Aber es fehlte noch die Ausmerzung der oben erwähnten Mängel, um dem massiven steinernen Baustoffe die Gleichberechtigung neben dem Eisen zu erringen — d. h. eine Homogenität der Festigkeitseigenschaften zu schaffen. Wie so häufig in der Technik, so wurde auch hier der Weg nicht durch systematische Logik, sondern durch intuitive Erkenntnis gefunden. Das Patent des französischen Gärtners Monier ist, — so ahnungslos der Inhaber auch in bezug auf die statischen Zusammenhänge war —, der Quell einer raschen, an wissenschaftlicher Leistung und praktischen Erfolgen überreichen Entwicklung gewesen.

Sie beruht ganz im Sinne der Betonbildung auf der Tatsache, daß das versteinernde Bindemittel nicht nur steinerne Bauelemente, sondern auch Stoffe mit hohen Zug- und Schubfestigkeiten fest genug zu umklammern vermag, um beide Elemente zu gemeinsamer Formänderung zu zwingen.

Das Eisen tritt als relativ wirtschaftlichstes Metall ganz in den Vordergrund, da das Holz, auch in geeigneten Arten, wie etwa den Schilf- und

den Bambusrohren, wegen mangelnder Dauerhaftigkeit im Verhältnis zum Stein sich technisch nicht bewähren konnte (s. S. 163).

Alle Methoden von statischer Rechnung und technischer Ausführung stehen und fallen daher mit der wichtigsten Grundlage der Leistungsfähigkeit des neuesten massiven Baustoffes, der Annahme gemeinsamer Formänderungen und damit einer „Verbundwirkung" von Beton und Eisen.

Die Disposition des Buchinhaltes hat zur Folge, daß alle Angaben über Herstellung und Eigenschaften der Baustoffkomponente Beton im vorangehenden Kapitel enthalten sind. Die folgenden Ausführungen beziehen sich zur Vermeidung von Wiederholungen nur auf die Vorgänge, bei denen Beton und Eisen sich wechselseitig beeinflussen.

a) Gemeinsame Wirkung von Beton und Eisen.

1. Allgemeines.

Die einfache Tatsache, daß eine Kelle voll Mörtel, an ein Eisenblech geworfen, nach der Erhärtung an dem Eisen haftet oder klebt, ist jedem Praktiker bekannt. Die Klebekraft oder Haftfestigkeit ist wissenschaftlich durch reine Abreißversuche (Bach und R. Müller) zu 5 bis 7 kg/cm² ermittelt. Diese Erkenntnis würde von großer Bedeutung sein, wenn das Eisen in der Form steinerner Zuschläge (etwa wie beim Stahlbeton, s. S. 62) zur Verwendung käme und die Haftfestigkeit einen wesentlich höheren Wert als den zwischen Bindemittel und Stein bestehenden ergeben würde. Auch müßte eine Harmonie zwischen den Festigkeitseigenschaften des Eisenkornes und dem versteinten Bindemittel vorhanden sein, wenn etwas wirtschaftlich Erfolgreiches entstehen soll, was wohl nur bei ganz hochwertigen Bindemitteln angestrebt werden kann. Technische und wirtschaftliche Belange zwingen aber dazu, das Eisen in Stabform zu gebrauchen, die für die Aufnahme von Zugkräften ideal geeignet ist.

Die Haftfestigkeit im Sinne des „Abreißens" kommt für den eingebetteten, gezogenen oder gedrückten Eisenstab gar nicht zur Wirkung. Sie muß im Widerstand gegen das „Gleiten" von Eisenoberfläche an Betonhohlraum-Innenfläche gesucht werden. Der Versuch, dies durch Herausziehen oder -drücken von Eisen aus Betonkörpern zu studieren, konnte nur historisch die Wege zu weiteren Erkenntnissen ebnen. Sie treffen das Wesen der Sache nicht und führen zu dem Gedanken, daß der Gleitwiderstand höchstens den Wert der Betonschubfestigkeit des benachbarten Betonzylindermantels erreichen kann. Darauf beruht auch die Angabe der Bestimmungen 1925, § 19, 7, daß die Haftspannung $\tau_1 = \frac{\tau_0 \cdot b_0}{u}$ den Wert von 5 kg/cm² nicht überschreiten soll.

In Wirklichkeit handelt es sich um den Ausgleich zwischen den Formänderungen des Betons und des Eisens, der durch Versuche am gebogenen Balken viel besser geklärt wird.

Eine ganz neue Sachlage wurde nun geschaffen, als erkannt wurde, daß die Verankerung der Zugstäbe an den Enden die Tragfähigkeit der Verbundkonstruktion ganz erheblich steigerte. Damit trat eine, den Gleitwiderstand unterstützende, die statische Unbestimmtheit der Vorgänge noch vermehrende Kraft auf. Das Bild verschob sich, da die Wirkung des Bogens mit Zuganker als Sinnbild der inneren Spannungsvorgänge hinzukam (Abb. 77a). Die weitere Erkenntnis, daß die Aufteilung des Spannungszustandes in Längs- und Schubspannungen im homogenen Querschnitt ja nicht tatsächlich be-

steht, sondern daß resultierende Spannungen, die Hauptspannungen, herrschen müssen, führte zur Verwertung der Eiseneinlagen in diesem Sinne. Die Hauptzugspannungen wurden durch Eisen, die beim einfachen Balken schräg nach oben gerichtet sind, aufgenommen. Die Folge ist eine anschauliche Vorstellung der Wirkung im Sinne des armierten Holzbalkens Abb. 77b. Auch diese Erkenntnis ist nicht a priori entwickelt, sondern durch Beobachtung von Rißbeschädigungen nachträglich aufgefunden.

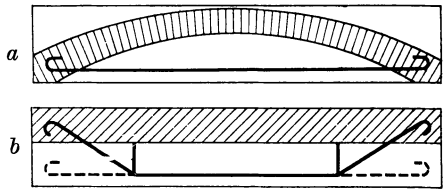


Abb. 77. Wirkung der Bewehrung.

Die Unsumme von geistiger und experimenteller Arbeit, die zur Lösung dieses großen Fragekomplexes geleistet wurde, ist in einer umfangreichen Literatur niedergelegt. Sie ist von allen führenden Fachleuten in ihren Werken teils sammelnd und erläuternd, teils schöpferisch behandelt. Auf die Zusammenstellung der Werke S. 92/93 wird verwiesen. Die Einzelheiten sollen hier nicht wiederholt, sondern es soll nur eine kurze Übersicht der maßgeblichen Versuche und Theorien gegeben werden, wobei nicht chronologische Vollzähligkeit, sondern eine sinngemäße Auswahl maßgebend sein soll.

2. Versuchsergebnisse.

1. Bauschinger: „Adhäsion" zwischen Eisen und Zementmörtel $\tau' = 40$ bis 47 kg/cm². Versuchsanordnung nicht veröffentlicht.

2. Bach: „Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierter Eisen." Forsch.-Arb. Ing. 1905, Heft 22 (Julius Springer). Aus Betonprismen verschiedener Höhe wurden eingebettete Rundeisen wechselnder Stärke und Oberflächenbeschaffenheit herausgezogen bzw. gedrückt. Der „Gleitwiderstand" betrug 11 bis 40 kg/cm².

(Ähnliche Versuche von dem Franzosen Feret.)

3. Bach und Graf: Forsch.-Arb. Ing., 1909, Heft 72—74.

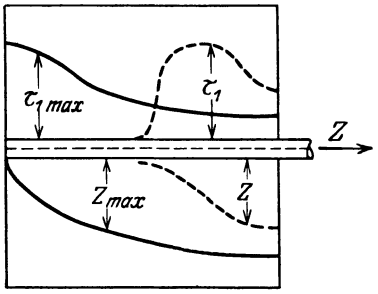


Abb. 78. Verteilung der Haftspannungen.

Zusammenstellung 80. Einfluß der Einbettungslänge e.

Einbettungslänge $e =$	3	6	15	40	25	50	75	cm
Unmittelbare Zugversuche $\tau_1 =$	55	47	36	28				kg/cm²
Balkenbiegungsversuche τ_1 . .	—	—	—	—	35,7	22,9	21,7	kg/cm²

(NB. Hierzu die Verteilung der Haftspannungen über die Einlassungstiefe (Abb. 78).

Einfluß der Betongüte.

Güte des Zementes: Normenfestigkeit $\sigma_D = 353$ 318 216 kg/cm²
$\tau' =$ 21,2 21,7 17,6 „

Mischung: Zem.: Sand: Kies: 1 : 3 : 4 1 : 2 : 3 1 : 1,5 : 2
$\sigma_D =$ 146 224 282 kg/cm²
$\tau' =$ 17,5 21,7 32,9 „

Wasserzusatz 6,8 7,8 9,0 10,0 Gew.-%
$\tau' =$ 24,9 21,7 20,0 18,2 kg/cm².

Alter	28 Tg.	45 Tg.	6 Mon.	1 Jahr
$\sigma_D =$	191	209	297	329 kg/cm²
$\tau' =$	16,6	20,6	21,3	25,4 „

Saliger: „Der Eisenbeton“, 5. Auflage 1925 (Verlag Kröner, Stuttgart), S. 71 ff. berichtet ferner über Einflüsse der Eisendicke, Eisenoberfläche, Querschnittsform, Abweichen von der prismatischen Form, Größe und Bewehrung des Betonkörpers, Dichte der Deckschicht, Erschütterungen und des Tempos der Versuchsdurchführung.

4. Mörsch: Der Eisenbeton. 5. Aufl. 1920 (Wittwer), I. Bd. 1, S. 95. Herausdrücken von Eisen ϕ 20 mm aus Betonwürfeln 20/20 cm, Mischung 1:4. Höchstwerte ohne Spirale $\tau_1 = 48{,}8$ kg/cm², mit umhüllender Drahtspirale $\tau_{1\,max} = 54{,}0$ kg/cm².

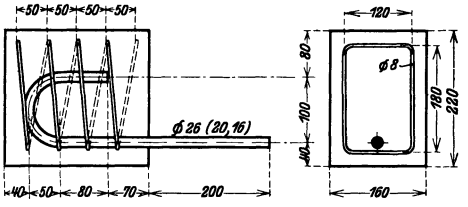


Abb. 79. Versuche mit Ankerkörpern.

5. Saliger: „Schubwiderstand und Verbund“ 1913. Versuche mit Ankerkörpern (Abb. 79) und Versuchsbalken gleicher Anordnung.

Zusammenstellung 81. Beispiel der Ergebnisse.

Längseisen		Ankerkörper		Bruchursache	Balken	Bemerkungen
d mm	Form	σ_e kg/cm²	τ_1 kg/cm²		σ_e kg/cm²	
26	gerade	570	18,4	H	—	H = Herausziehen der Eisen
	Haken	770	25,1	S	1730	
	Haken mit Splint	1070	35,0	Z	—	S = Spalten des Ankerbetons
	„ umschnürt	1860	60,3	Z	2750	
20	gerade	1150	28,7	H	—	Z = Zersprengen der Ankerbetons
	Haken	1560	38,9	S	2890	
	Haken mit Splint	1900	47,3	Z	—	
	„ umschnürt	3070	76,8	Z	3230	

„Die höheren Werte der Balkenversuche erklären sich aus der größeren Einbettungslänge, die rechnerisch nicht zutreffend zu erfassen ist, da sie von der Rißbildung abhängig ist.“

6. Probst: Vorlesungen über Eisenbeton, 2. Aufl., Bd. I, 1923 (Julius Springer), S. 105 ff. berichtet über eigene Nachprüfungsversuche von 1905 an zahlreichen Balkenformen, und zieht folgende Schlußfolgerungen:

„Die Bruchlast ist von der Haftfähigkeit abhängig.

Die Haftfähigkeit wächst mit der Unebenheit der Oberfläche (schon mit der Verrostung).

Die Verankerung ist wie bei Eisen mit nicht ebener Oberfläche der Bewegung der Eisen hinderlich.

Das Zusammenwirken ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betons.

Bei gleichem Eisenquerschnitt ist die Verwendung mehrerer schwächerer Eisen vorzuziehen.“

7. Preuß: „Armierter Beton“ 1909.

Verwendung geschlitzter Rohre und Messung gegenseitiger Verschiebung von Beton und Eisen.

Ergebnis: Das natürliche Anhaften ist gering im Verhältnis zur mechanischen Umklammerung.

„Armierter Beton“ 1910.

Als Ort der ersten Bewegungen der Eisen im Beton wird die Stelle der größten Biegungsmomente nachgewiesen.

8. Scheit und Wawrziniok: Dtsch. Ausschuß für Eisenbeton, 1908, Heft 7, Einfluß der verschiedenen Belastungsart der Versuchsbalken, 2 Einzellasten, gleichförmig verteilte Last und stoßweise wirkende Belastung. Eisenanlagen ohne Haken.

Einzellasten $\tau_1 = 5{,}7$ bis $7{,}3$ kg/cm².
Verteilte Last $\tau_1 = 8{,}4$ „ 10 „

Stöße bewirken eine Verminderung des Gleitwiderstandes.

3. Schlußfolgerung.

Die Schlußfolgerungen der Probstschen Darstellung scheinen aus der Fülle des Beobachtungsmaterials das Wesentliche zutreffend zusammenzufassen. Die Größe der „Haftfestigkeit, Haftfähigkeit oder des Gleitwiderstandes“ ist zahlenmäßig nicht mit Bestimmtheit anzugeben. Was in der Praxis als Haftfestigkeit bzw. Haftspannung bezeichnet und berechnet wird, hat mit dem Haftvermögen zwischen Beton und Eisen wenig zu tun. Ganz andere Kräfte treten hinzu, wenn die Eisenanlagen an den Enden abgebogen oder durch den Querschnitt schräg zur Druckseite geführt und dort verankert werden.

Bedingungen für ein gutes Zusammenwirken von Beton und Eisen sind:

Die Eiseneinlagen sind mit Haken und Abbiegungen zu versehen.

Eiseneinlagen mit rauhen Oberflächen (Walzhaut) verdienen den Vorzug.

Eine möglichst große Zugfestigkeit des Betons.

Aus vorstehenden Ausführungen erhellt, welch ein langer Weg zu der endgültigen Erkenntnis führte, daß die Vorgänge im Innern eines Eisenbetonkörpers sich der mathematisch-wissenschaftlichen Rechnung entziehen. Die Probleme sind so verwickelt, daß ein Übersehen des Spieles der Kräfte nicht auf Formeln, sondern auf plastischer Anschaulichkeit des konstruktiven Empfindens beruhen muß. Die behördlichen Bestimmungen müssen andererseits vernünftigerweise aus dem überreichen Mosaik der Einzeltatsachen einfache schematische Bildeindrücke, gewissermaßen von einer hohen Warte aus, schaffen und sie in der Form von Annäherungsrechnungen kräftig umreißen. Der Niederschlag aller wissenschaftlichen Forschungsergebnisse und praktischen Erfahrung ist im § 18, 5 und § 19, 7 der Eisenbeton-Bestimmungen 1925 wie folgt gewählt:

§ 18, 5: Haftspannungen. Die Haftspannungen τ_1 brauchen nicht berechnet zu werden, wenn die Enden der Eisen mit runden oder spitzwinkligen Haken versehen und dabei die Eisen nicht stärker als 25 mm sind.

Wenn nur gerade Eisen mit oder ohne Bügel vorhanden sind, ist die Haftspannung aus der Gleichung

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot z}$$

zu berechnen. (u = Umfang der Eisen.)

Sind dagegen so viele Eisen abgebogen, daß sie zusammen mit den Bügeln imstande sind, die gesamten schrägen Zugspannungen allein aufzunehmen, so ist für die Berechnung der Haftspannungen an den unteren gerade geführten Eisen nur die halbe Querkraft in Ansatz zu bringen.

§ 19, 7: Die zulässige Haftspannung τ_1 (Gleitwiderstand) beträgt 5 kg/cm² (vgl. § 18, Ziffer 5).

Daß das Problem noch lange nicht erschöpft ist, zeigt eine Abhandlung von Thiel: „Die Arbeitsfestigkeit des Eisenbetonbalkens“, 1924 (Julius Springer), die aus den bisherigen Versuchen neue Schlüsse zu ziehen sucht und die zulässigen Eisenspannungen für zu hoch erklärt. Thiel bemängelt das Fehlen umfangreicher Dauerversuche über wechselnde Belastung und erwartet von diesen eine Bestätigung seiner theoretischen Betrachtungen. Die Arbeit scheint, ohne Stellungnahme im einzelnen, von richtigen Grundgedanken auszugehen. Jedenfalls beweist ihr Erscheinen, daß noch viele Aufgaben für die Erklärung der tatsächlichen Spannungszustände auf diesem Spezialgebiet, das

allerdings grundlegende Bedeutung für den ganzen Eisenbetonbau hat, zu lösen sind.

Im Unterricht der Studierenden ist es besonders schwer, dem Anfänger neben dem Normalrüstzeug, das er für die Praxis braucht, und ohne das die Praxis nicht bauen kann, auch das Verständnis für die verwickelten Vorgänge zu geben. Dazu ist aber in erster Linie eine einfache plastische Anschauung erforderlich, die ich stets im Bilde der Kraftströme und des Zusammenhangs zwischen Lastangriff und innerem Widerstand an Hand der auftretenden Formänderungen zu vermitteln suche. Die Überschätzung der Rechnungsergebnisse ist eine Krankheitserscheinung, an der wir infolge des Riesenfortschrittes der statischen Erkenntnisse in den letzten Jahrzehnten leiden.

b) Das Einbringen der Masse.

Die Form, die für die Aufnahme der noch plastischen Masse bereit stehen muß, ist beim Eisenbeton, im Gegensatz zum Beton, wirtschaftlich von größerem Einfluß, da die Masse im Verhältnis zu den zu schützenden Umfangsflächen (unten und seitlich) durchschnittlich viel kleiner ist. Das Hinzutreten der neuen Stoffkomponente Eisen erfordert die Rücksichtnahme auf die unter a) behandelten Bedingungen eines guten Zusammenwirkens von Beton und Eisen.

1. Herstellung der Schalung.

Grundsätzlich sind die auf S. 402 ff. für die Ausführung der Schalungsgerüste gegebenen Richtlinien anwendbar. Das Kennzeichen der Eigenart des Eisenbetons ist aber „der steinerne Balken“, der in erster Linie „biegungsfest“ sein muß, während der Betonbau fast ausschließlich für die Raumüberspannung auf Bogen- und Gewölbeform angewiesen ist, deren Kennzeichen „Druckfestigkeit“ ist. Da zudem der Holzverbrauch pro Kubikmeter Masse beim Eisenbetonbau sehr maßgebend für die Herstellungskosten ist, so wird auf die Ausbildung der Schalung besondere Sorgfalt verwendet. Der Umfang des Buches verbietet das Eingehen auf die sehr verwickelten Einzelheiten. Die wichtigsten Grundlagen sind in den Eisenbeton-Bestimmungen 1925 wie folgt gegeben:

1. Alle Rüstungen und Einschalungen sind tragfähig herzustellen; sie müssen ausreichend widerstandsfähig gegen die auf sie einwirkenden Kräfte sein und leicht und gefahrlos wieder entfernt werden können (vgl. Ziffer 7). Bei Gußbeton ist auf ausreichende Standfestigkeit der Schalung besonderer Wert zu legen, bei ihrer Herstellung ist auf das Quellen des Holzes Rücksicht zu nehmen Die Stützen oder Lehrbogen sind auf Keile, Sandkästen, Schrauben oder andere Ausrüstungsvorrichtungen zu stellen, durch deren allmähliches Lüften das Lehrgerüst langsam ohne Stöße und Erschütterungen gesenkt werden kann.

2. Lehrgerüsteisen als alleinige Unterstützung von Deckenschalungen sind nur bis zu einer Spannweite von 2,5 m zulässig. Es ist verboten, Baustoffe auf solche Einschalungen abzustürzen oder aufzustapeln. Bei größerer Spannweite sind End- und Zwischenstützen anzuwenden, wenn nicht ihre Entbehrlichkeit statisch nachgewiesen ist.

3. Bei allen unterstützten Lehrgerüsten dürfen gestoßene, d. h. aufeinandergesetzte Unterstützungshölzer nur bis zu zwei Dritteln der gesamten Stützen verwendet werden. Die ungestoßenen Stützen müssen, wenn Balken vorhanden sind, unter diesen angeordnet, im übrigen möglichst gleichmäßig auf die ganze Fläche verteilt werden. Die Schnittflächen gestoßener lotrechter Stützen müssen wagerecht sein und dicht aufeinander passen. An der Stoßstelle sind sie durch aufgenagelte, mindestens 0,70 m lange, hölzerne Laschen gegen Ausbiegen und Knicken zu sichern. Bei Stützen aus Rundholz sind drei, bei solchen aus Vierkantholz vier Laschen für jeden Stoß zu verwenden. Mehr als einmal gestoßene Stützen sind unzulässig. Wegen der Knickgefahr ist der Stoß nicht ins mittlere Drittel der Stützen zu legen. Stützen unter 7 cm Zopfstärke sind unzulässig.

4. Stützen mit Ausziehvorrichtung oder eiserner Verlängerung gelten als nicht gestoßen, wenn die Verbindung haltbar und wirksam ist.

5. Besondere Aufmerksamkeit verdient die sachgemäße Verteilung der Stützenlasten auf den Erdboden. Die Stützen müssen eine unverrückbare Unterlage aus Holz (starken

Brettern, Bohlen, Kanthölzern) erhalten und sind im Stockwerksbau so anzuordnen, daß die Last der oberen Stützen unmittelbar auf die darunterstehenden übertragen wird. Bei nicht tragfähigem oder gefrorenem Untergrunde sind besondere Sicherungen anzuwenden.

6. Bei Schalungsgerüsten für Ingenieurbauten sowie für mehrgeschossige Hochbauten mit Stockwerkshöhen über 5 m kann ein rechnerischer Festigkeitsnachweis verlangt werden. Hierbei sind die amtlichen Vorschriften sinngemäß anzuwenden, die in den einzelnen Ländern für die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe jeweils gelten (vgl. § 15, Ziffer 1).

Stützen von 5 m Länge und darüber sind nach der Längen- und Tiefenrichtung untereinander abzuschwerten und knicksicher auszubilden.

Wo bei Herstellung von Decken und Gewölben, die mehr als 8 m vom Fußboden entfernt sind, oder bei schwer lastenden Bauteilen nicht abgebundene Lehrgerüste verwendet werden, sind die Stützen aus besonders starken oder gekuppelten Hölzern zu fertigen, wagerecht miteinander zu verbinden und durch doppelte Kreuzstreben besonders zu sichern.

7. Bei Herstellung der Schalungen für Hochbauten ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß bei der Ausschalung einige Stützen (sogen. Notstützen) weiter stehenbleiben können, ohne daß daran und an den darüberliegenden Schalbrettern gerührt zu werden braucht. In mehrgeschossigen Gebäuden sind die Notstützen derart übereinander anzuordnen, daß alle Stützkräfte in gerader Fortsetzung weitergeführt werden. Bei den üblichen Spannweiten genügt eine Notstütze unter der Mitte jedes Balkens und der Mitte von Deckenfeldern, die mehr als 3 m Spannweite haben. Bei Unterzügen und langen Balken können noch weitere Notstützen verlangt werden.

8. Vorm Einbringen des Betons sind die Schalungen zu reinigen und gegebenenfalls anzunässen; Fremdkörper im Innern der Schalungen sind zu beseitigen. Schalungen von Säulen müssen am Fuß und am Ansatz der Auskragungen, Schalungen tiefer Träger an der Unterseite Reinigungsöffnungen haben.

9. Während des Betonierens sind die Einschalungen und ihre Unterlagen genau nachzuprüfen. Insbesondere sind während des Betonierens einer Decke im Geschoß darunter die Keile, wenn erforderlich, nachzutreiben.

Bei Aufstockung von Gebäuden sind besondere Vorkehrungen zur Sicherung der unteren, im Betriebe befindlichen Stockwerke zu treffen. In Preußen gelten die vom Preuß. Minister für Volkswohlfahrt erlassenen Bestimmungen vom 7. Februar 1923 — II. 9. Nr. 76 — (Zentralbl. d. Bauverw. 1923, S. 96).

2. Betonarten.

Beim unbewehrten Beton ist hinsichtlich der Zusammensetzung des künstlichen Gesteins die Anpassung an die Bauaufgabe in weitesten Grenzen möglich, da drei Komponenten Zement, Zuschlag und Wasser mit den wenigen praktischen Beschränkungen zur Variation verfügbar sind.

Die Einbettung von Eisen und die Forderung inniger Umschließung des Eisens durch den Beton engen das Gebiet der Möglichkeiten stark ein.

A. Korngröße des Zuschlages.

Die Größe der Körner ist in den Querschnittsteilen, die die Eiseneinlagen enthalten, von den Abständen der Eisen untereinander und vom Rande des Baugliedes abhängig. Bei großen Abmessungen besteht die Möglichkeit, in den unbewehrten Querschnittsteilen ein gröberes Korn zu verwenden. Diese Verfeinerung der Bauausführung erfordert aber erhöhte Vorbereitungs- und Beaufsichtigungskosten, deren Wirtschaftlichkeit erst aus praktischer Erfahrung heraus geprüft werden müßte. Im allgemeinen wird die Differenzierung der Betonsorten ungern ausgeführt werden. Als durchschnittliche obere Grenze der Korngröße eines für Eisenbeton geeigneten Zuschlages kann etwa 20—25 mm angesehen werden.

B. Mischungsverhältnis.

Die feste Umschließung der Eisen und ihr Schutz vor chemisch-physikalischen Angriffen schließt alle Mischungsverhältnisse aus, die keinen dichten Beton mehr ergeben. Die untere Grenze wird etwa bei 1 : 6 liegen, wie dies

auf S. 74 Zusammenstellung 133 näher erläutert ist. Die in der Praxis leider noch viel zu verbreitete Gewohnheit, das Mischungsverhältnis in Raumteilen anzugeben, wird durch den § 6, 1 der Bestimmungen 1925 bekämpft. Dort ist die Bemessung des Zementgehaltes nach Gewicht gefordert. Hierbei ist scharf zu unterscheiden, ob die Angabe des Gewichts auf den Kubikmeter loses Zuschlaggemenge oder auf 1 m³ fertigen Beton erfolgt. Die erstere ist für den Mischvorgang erforderlich, die letztere für die Berechnung des Stoffbedarfes, bei der die Annahme der „Ausbeuteziffer" (s. S. 121 ff.) eine große Rolle spielt.

Die Schweizer Bestimmungen schreiben z. B. vor: 300 kg Zement auf 1 m³ Kiesmischung, bestehend aus 0,8 m³ Kies und 0,4 m³ Sand (Korn $<$ 5 mm). Diese Mischung ergibt nach Mörsch[1]) bei 0,80 bis 0,85 Ausbeute und dem Raumgewicht des Zementes $r = 1{,}4$:

450 kg	Zement	auf	1 m³	fertigen	Beton	1 : 3,
355 „	„	„	1 „	„	„	1 : 4,
295 „	„	„	1 „	„	„	1 : 5.

C. Dichtigkeit und Konsistenz.

Der Beton soll „dicht" sein. Wie außerordentlich schwer es ist, diese Eigenschaft bei der synthetischen Zusammensetzung der Betonkomponenten zu erreichen, ohne verschwenderisch mit dem Dichtungsmittel, d. i. dem Zement einschl. des erforderlichen Wasserquantums, umzugehen, ist auf S. 130 ff. dargestellt. Die Praxis braucht einfache Richtlinien, sie muß daher etwas aus dem Vollen arbeiten. Sie geht von dem Grundsatz aus, daß die groben Körner durch den Mörtel „verkittet" werden sollen. Über die Mitwirkung des Wassers schweigt sie sich meist aus. So verlangt die österreichische Vorschrift, daß die Kittmasse an Zement mindestens das 1,2 fache des Hohlraums des Sandes, dazu 5 % Zuschlag auf den Zement im Mörtel, im ganzen mindestens 500 kg auf 1 m³ Sand enthalten soll.

Die alten deutschen Vorschriften 1916 wollten die Verwendung ausreichender Mengen von Mörtel dadurch gewährleisten, daß sie einen Gehalt von $^1/_2$ m³ Mörtel auf 1 m³ Betonmischung verlangten. Die Bestimmungen 1925 haben für die Ausführung von Eisenbetonbauten nunmehr auch die Mindestmenge an Zement nach Gewicht pro m³ fertig verarbeiteten Betons zur Erzielung eines ausreichend dichten Gefüges festgelegt.

„Das Betongemenge soll so viel Zement, Sand, Kies oder Kiessand, Steingrus oder -splitt enthalten, daß ein dichter Beton entsteht, der rostsichere Umhüllung der Eiseneinlagen gewährleistet. Es muß mindestens 300 kg Zement in 1 m³ fertig verarbeiteten Betons im Bauwerk enthalten. Bei Brücken und anderen Bauwerken, die wegen besonders ungünstiger Verhältnisse einen erhöhten Rostschutz verlangen, kann eine größere Mindestmenge Zement gefordert, bei Eisenbetonkörpern größerer Abmessungen, deren Beanspruchung wesentlich hinter den zulässigen Werten zurückbleibt, eine entsprechend geringere Menge zugelassen werden, wenn für den Rostschutz der Eiseneinlagen Sorge getragen wird.

Weiter darf bei Hochbauten, die dem Einfluß von Feuchtigkeit nicht ausgesetzt sind, die Mindestmenge an Zement auf 270 kg in 1 m³ fertig verarbeiteten Betons herabgesetzt werden, wenn die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe derart ist, daß ein genügend dichter Beton gewährleistet wird.

Die Baupolizei kann den Nachweis des Einganges beim Mischen und Betonieren verlangen."

---

[1]) Eisenbetonbau, 5. Aufl., I. Bd., S. 34.

Die Forderung guter und dichter Umhüllung der Eisen bedingt die Bevorzugung weicher oder flüssiger Konsistenz. Bei geringer Eisenbewehrung kann erdfeuchter Beton wohl angewendet werden, wenn die Vorsichtsmaßregeln zur Vermeidung von Stampffugen und Wasserentziehung beachtet werden. Wirtschaftliche Gründe werden diese Ausführungsart in immer steigendem Maße ausschalten.

3. Das Eisengeflecht.

Über die Art der zu verwendenden Eisen ist auf S. 65/66 das Nähere mitgeteilt. Die Sonderformen und steifen Eiseneinlagen treten an Bedeutung gegen das in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle gewählte Rundeisen zurück.

Das Eisengeflecht besteht aus den „Trageisen", die den Hauptanteil der auftretenden Spannungen aufzunehmen haben, den „Verteilungseisen" in der Ebene der Trageisen, den „Bügeln", ungefähr quer zu den Trageisen gelagert, die sekundär an der Spannungsaufnahme mitwirken, und dem Bindedraht, der das Geflecht zusammenhält. In der Durchbildung dieses Geflechtes bietet sich der Vorstellungskraft und dem gesunden konstruktiven Empfinden ein weites Feld der Betätigung, die korrekte Beachtung der Vorschriften schützt vor groben Fehlern, kann aber bei der Verwickeltheit der Spannungsverhältnisse und den Schwächen der theoretischen Begründung der Rechenmethoden eine konstruktiv hochwertige Lösung nicht gewährleisten.

A. Platten, Balken und Plattenbalken.

Die Führung der Trageisen muß den großen Kraftströmen folgen; die Auflösung in einzelne Stränge ist so weit zu treiben, daß ein Ausstrahlen in den umhüllenden Beton bis zu seinen Außenflächen nach Maßgabe seiner Güte erwartet werden kann (Abb. 80). Die Begrenzung der Aufteilung ist gezogen durch ein vernünftiges Verhältnis zwischen Eisendurchmesser und Betongefüge, durch die erwünschte Eigensteifigkeit des Geflechtes und wirtschaftliche Belange, Mehrkosten der dünnen Eisen und vor allem der Flechtarbeit, Mindestabstände usw.

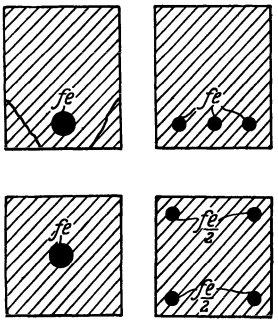


Abb. 80. Aufteilung der Eisenbewehrung.

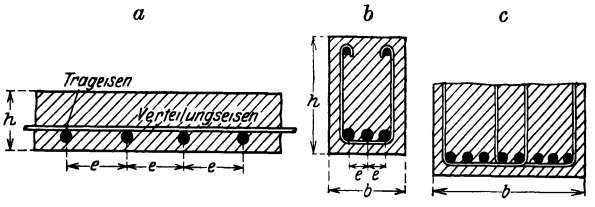


Abb. 81. Verteilungseisen und Bügel.

Bei größeren Abständen der Trageisen, z. B. bei plattenförmigen Körpern, reicht die unmittelbare Strahlung nicht aus; sie muß durch die „Verteilungseisen" in die Zwischenräume geleitet werden, die zugleich als Abstandshalter wirken (Abb. 81a).

Die Verteilungseisen liegen über den Trageisen, damit die Nutzhöhe des Querschnittes möglichst voll ausgenutzt wird.

Abstand 15 bis 30 cm, Stärke 5 bis 7 mm, Befestigung mit Bindedraht.

Wird nach Abb. 81b das Verhältnis von $h:e$ so groß, daß die Ausstrahlung in den Betonquerschnitt senkrecht zur Trageisenebene nicht mehr gewährleistet ist, so tritt der Bügel an die Stelle des Verteilungseisens. Der Wechsel der Anordnung ist durch die Namen Platte und Balken gekenn-

zeichnet. Da der Bügel umschließend angelegt werden muß, so liegt er unter den Trageisen. Mit wachsender Breite b und Zahl der Eisen ist wiederum eine Aufteilung der Bügel vorzunehmen (Abb. 81c).

Da die Bügelenden im Geflecht freistehen, so sind dünne Leiteisen, „Montageeisen" (Abb. 81b) zur Festlegung der Bügellage empfehlenswert, wenn die Kosten dafür aufgewendet werden sollen und nicht Eiseneinlagen in der Druckzone angeordnet sind, die den natürlichen Anschluß für die Bügel bilden. Bügelformen, die den Querschnitt diagonal durchkreuzen, sind von zweifelhaftem Wert.

Die Vorstellung des Ausstrahlens der Kraftströme durch die Bügel findet ihren rechnerischen Ausdruck in der Mitwirkung bei der Aufnahme der Schub- und Hauptzugspannungen (s. S. 211).

Der Plattenbalken wird in der T-Form für sich allein seltener vorkommen, meist bildet er einen Teil einer geschlossenen flächigen Konstruktion (Decke, Fahrbahn, Wand usw.).

Wird er ohne Anschluß an benachbarte Platten ausgeführt, so ist bei größerer Ausladung eine Bewehrung in der Platte quer zur Stabachse nach Abb. 82a erforderlich. Umfangreiche Versuche über das Zusammenwirken von Platte und Balken hat Bach in den Heften 90/91 und 122/23 der Forsch.-Arb. d. V. d. J. veröffentlicht.

Liegt der Plattenbalken im unmittelbaren Verband mit der umgebenden Decke, so bildet die Lage der Deckentrageisen die Grundlage für die Bewehrungsanordnung. Im allgemeinen werden dabei zwei Arten der „Träger" nach Maßgabe ihrer statischen Aufgabe unterschieden, und bezeichnet mit

Neben- und Hauptträger } Hochbau,
Rippen und Unterzüge }
Längs- u. Querträger im Brückenbau.

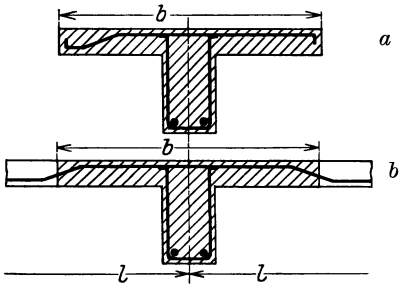


Abb. 82. Plattenbalkenbewehrung.

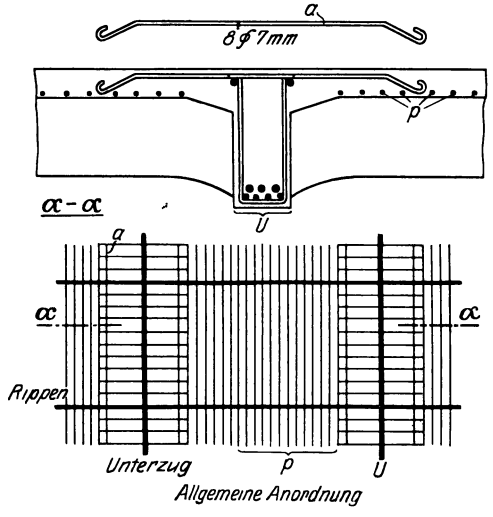


Abb. 83. Überlagseisen.

Bei den ersteren laufen die Deckentrageisen quer über die Nebenträger oder Rippen hinweg (Abb. 82b). Bei den letzteren liegen sie parallel zu den Hauptträgern oder Unterzügen (Abb. 83). Zur Herstellung einer organischen Verbindung zwischen Träger und Platte werden daher „Überlagseisen" oder „Konsoleisen" angeordnet. Die Bestimmungen 1925 verlangen im § 14, 10 auf 1 m Hauptträgerlänge mindestens 8 Eisen ϕ 7 mm.

B. Säulen und Stützen.

Die Trageisen, hier Längseisen genannt, werden dem Rande möglichst nahe gerückt. Bei zentrischem Kraftangriff wäre eine Verteilung nach Abb. 84 sinngemäßer. Da aber die Eisenbetonweise ihrer Eigenart nach monolithisch ist, z. B. Balken und Stützen fast ausnahmslos biegungsfest

miteinander verbindet, so ist die Biegungsfestigkeit der Stützen erforderlich und ihr entspricht am besten die weit außen liegende Eiseneinlage (Abb. 85). Die Bügel werden um die Eisen als „Umfangsbügel" herumgeführt und mit Bindedraht befestigt. Da sie das Ausknicken der Längseisen verhüten sollen, so wäre die Wahl von Diagonalbügeln für diese Aufgabe, besonders als Ergänzung der Umfangsbügel zweckmäßig. Andere Nachteile, die Durchschneidung des Betonkerns und Behinderung des Einbringens des Betons sprechen

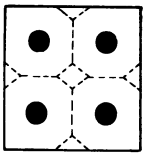
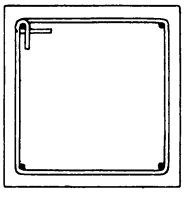
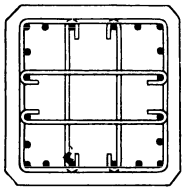


Abb. 84. Eisenverteilung.





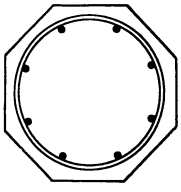


Abb. 85. Stützenquerschnitte.

gegen diese Anordnung Sind die Abmessungen groß, die Eisen zahlreich, dann lassen sich Bügel im Innenraum nicht vermeiden. Die genannten Nachteile verringern sich mit wachsender Abmessung.

Die Bügel hindern auch die Querdehnung, wenn sie genügend nahe liegen. Soll von dieser Eigenschaft wirtschaftlich erfolgreicher Gebrauch gemacht werden, so muß das aus der Knickgefahr abgeleitete Abstandsmaß $e < 12d < b_{\min}$ verringert werden. Die Ausführung erfolgt meist durch Umwickeln in Spiralform (Umschnürter Beton s. S. 221).

C. Die Flechtarbeit.

Die Rundeisen werden in Normallängen (bis 8 m), mit Überpreis auch länger bis 20 m geliefert.

Vorteil großer Längen: Vermeidung von Stößen,
Nachteil „ „ : Erschwerung der Richt- und Biegearbeiten und der Beförderung.

Auf einer Baustelle sollen möglichst wenig verschiedene Stärken verwendet werden.

Jedes Eisen, auch die Bügel und Verteilungseisen, sollte am Ende einen Haken erhalten, wenn die Beanspruchung auf Zug erfolgt. Über die beste Form dieser Verankerungsvorrichtung sind zahlreiche Versuche ausgeführt.

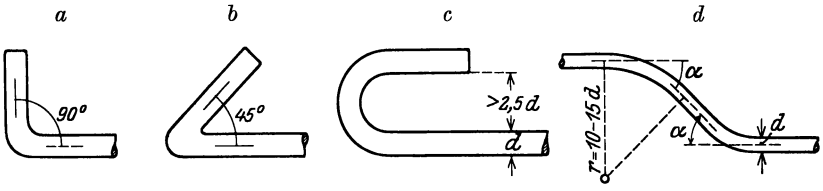


Abb. 86. Hakenformen.

Bach[1]) hat nachgewiesen, daß im Vergleich mit geraden Eiseneinlagen

rechtwinklige Haken	(Abb. 86a)	. . .	69 %
spitzwinklige „	(Abb. 86b)	. . .	80 %
runde „	(Abb. 86c)	. . .	96 %

Steigerung der Widerstandsfähigkeit ergaben. Daher heißt es in den Bestimmungen 1925, § 14, 1: „Die Zugeisen sind an ihren Enden mit spitz-

[1]) Versuche zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform, Dtsch. Aussch. f. Eis.-Bet., Heft 9.

winkligen oder halbwinkligen oder halbkreisförmigen Haken zu versehen, deren lichter Durchmesser mindestens gleich dem 2,5fachen des Eisendurchmessers ist" (Abb. 86, S. 149).

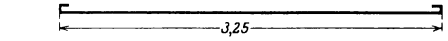
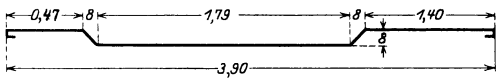
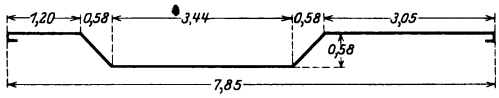
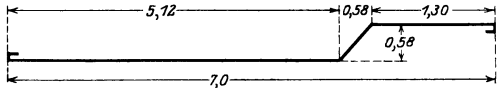
Versuche mit runden Haken sind von Saliger[1]) angestellt und beschrieben.

Da die Eisen in Balkenkonstruktionen fast nie gerade durchlaufen, so wird in dem zu jedem Entwurf gehörigen „Eisenauszug" oder „Eisenbiegeplan" die für das Flechtwerk erforderliche Form eingetragen.

Der Krümmungshalbmesser dieser „abgebogenen" Eisen soll nach § 14, 2 das 10- bis 15fache des Eisendurchmessers betragen (Abb. 86d).

Ein Beispiel eines Eisenauszuges von Löser, Betonkalender 1926, II, S. 14 enthält die erforderlichen Angaben.

Zusammenstellung 82. Eisenauszug.

Nr.	Stück	Durchmesser mm	Zuschnitt m	Abbildung	Gewicht kg
1a	120	10	3,40		248,88
1b	116	10	4,10		290,11
2a	4	20	8,60		83,94
2b	4	20	7,50		73,20
					696,13

Die Ausführung des Schneidens, Biegens und Richtens erfolgt durch Spezialmaschinen, die in neuerer Zeit sehr entwickelt sind. Ob dies auf der Baustelle selbst oder auf dem Werkplatz der Baufirma zweckmäßig geschieht, ist eine wirtschaftliche Frage[2]).

Die Länge der einzelnen Eisen ist durch Lieferungsbedingungen, Transportschwierigkeiten und Rücksicht auf die Biegearbeit beschränkt. Die erforderlich werdenden „Stöße" sind auch bei bester Ausführung schwächere Stellen, daher grundsätzlich nicht an Orten höchster Spannung und stets „versetzt" anzuordnen. Das Schweißen der Stöße ist teuer und kommt nur für starke Querschnitte in Frage. Das gleiche gilt für Schraubenverbindungen. Versuche von Probst[3]) ergaben folgende Verhältniszahlen: durchgehende Eisen 100, geschweißte Stöße an einer Stelle 96, versetzt 99, verschraubt 96. Die Wirkung der Schweißstellen hängt naturgemäß vollständig von der Güte der Ausführung ab. Bei großen Querschnitten und autogener Schweißung ist besondere Vorsicht am Platze. (Best. 1925, A. § 14, 3.)

Über einfacher auszuführende Stoßverbindungen sind umfangreiche Versuche von Scheit und Wawrziniok[4]) veröffentlicht. Die Anordnung (Abb. 87a)

---

[1]) Saliger: „Schubwiderstand und Verbund". Berlin: Julius Springer 1913.
[2]) Siehe Handbuch für Eis.-Betonbau, 3. Aufl., 2. Bd., S. 139.
[3]) Probst: Vorlesungen, 1. Aufl. 1917, S. 277.
[4]) Scheit und Wawrziniok: Mitt. d. Dtsch. Aussch. f. Eis.-Beton, Heft 14.

erreichte die Wirkung der durchgehenden Eisen erst bei einer Überdeckung von 125 cm, sie scheidet damit für die Praxis aus. Die Verhakung (Abb. 87c) erwies sich als mangelhaft. Die Ausführung nach Abb. 87b hat sich bewährt und ist allgemein gebräuchlich. Die Überdeckung s soll bei Zugeisen $> 40\,d$ betragen.

Nunmehr ist alles für die eigentliche Flechtarbeit vorbereitet. Sie erfolgt entweder auf der Schalung selbst, oder in unmittelbarer Nähe. Ist das Flechtwerk in sich räumlich steif, so kann die Herstellung oft vorkommender Formen fabrikmäßig auf dem Werkplatz geschehen.

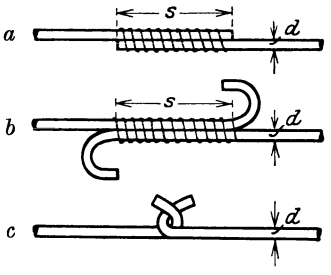


Abb. 87. Stoßstellen.

Die Abstände der Eisen müssen dem Entwurf genau entsprechen und gesichert sein. Im einzelnen verlangen die Bestimmungen 1925 in § 14, 10:

„In den Rippen soll der geringste lichte Eisenabstand nach jeder Richtung in der Regel mindestens gleich dem Eisendurchmesser und nicht kleiner als 2 cm sein. Wenn sich geringere Abstände nicht vermeiden lassen, so muß durch einen feinen und fetten Mörtel für eine dichte Umhüllung der einzelnen Eisen besonders gesorgt werden".

D. Einbetonieren der Eisen.

Eine Reinigung der Eisen hat sich nur auf Beseitigung von Schmutz, Öl, Fett und losem Rost zu erstrecken. Die in der Praxis unvermeidlichen Rostanflüge wirken günstig. Auf keinen Fall darf die Walzhaut entfernt werden. Blank gemachte Eisen zeigten einen Abfall des Wirkungsgrades um 25 bis 45 %.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Innehaltung der erforderlichen Betondeckung. Die Bestimmungen 1925 verlangen:

„Die Betondeckung der Eiseneinlagen an der Unterseite von Platten soll mindestens 1 cm stark sein; die Überdeckung der Bügel an den Rippen und bei Säulen muß überall mindestens 1,5 cm, bei Bauten im Freien 2 cm betragen.

Während des Betonierens sind die Eisen in der richtigen Lage festzuhalten und mit der Betonmasse dicht zu umkleiden.

Die Eisen dürfen mit Zementbrei nur unmittelbar vorm Einbetonieren eingeschlämmt werden, da ein angetrockneter Zementmantel den Verbund zwischen Eisen und Beton stört."

Am schwierigsten ist dies auf der Unterseite der Bauglieder einwandfrei durchzuführen. Je geringer die Höhe des Baugliedes, desto größer ist der Einfluß falscher Lage. Das Auflegen des Geflechtes auf Abstandshalter, kleine Holz-, Stein- oder Eisenstücke, ist unbequem und erfordert die Beseitigung der Körper mit dem Betonierungsvorgang. Vorher eingebrachte Betonstreifen mit Anfangserhärtung verbinden sich bei sorgfältiger Ausführung wohl mit der Betonmasse, aber die einfachste und bei ausreichender Sorgfalt auch zuverlässige Methode ist das Anheben des Geflechtes nach Einbringen der untersten Schicht. Die Betonmasse ist dann mit Geräten, die der gewählten Konsistenz angepaßt sind, zu verdichten (einrütteln, s. S. 121) und so durchzuarbeiten, daß Luftblasen entweichen und alle Hohlräume gefüllt sind.

Die Schalungskörper sind vorher zu reinigen, da im Baubetriebe leicht allerlei Gegenstände hineinfallen. Bei schmalen und tiefen Formen, besonders

bei Säulen und Stützen, die von oben betoniert werden, ist in der Schalung auf Reinigungsöffnungen Bedacht zu nehmen. Der Verschiebung durch den Betonierungsvorgang sind die Bügel von Balken und Stützen am ersten ausgesetzt, daher ist auf die Innehaltung der Abstände während des Einfüllens an diesen Stellen besonders zu achten.

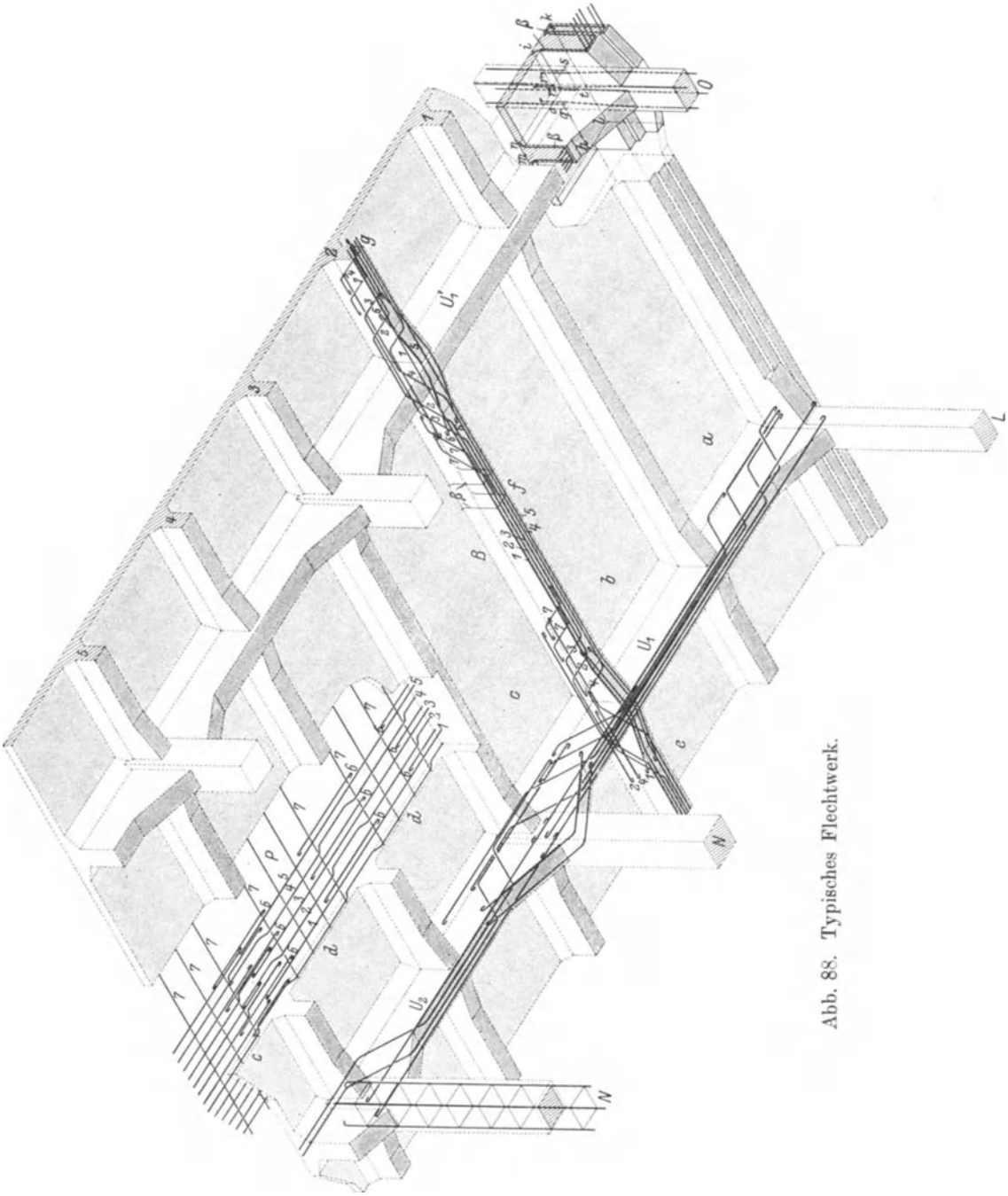


Abb. 88. Typisches Flechtwerk.

Einen guten Überblick über die Eigenart der Eisenbetonkonstruktion normaler Ausführung bietet Abb. 88, die dem Buch von Probst[1]) entnommen ist.

Über die Ausbildung besonderer Formen, Gelenke, Knotenpunkte usw. ist bei der Behandlung der Bauglieder im Abschnitt II das Nähere mitgeteilt.

c) Befreiung von künstlicher Stützung (Ausschalen).

Der starke Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit der Bauausführung, den die Herstellung und vor allem die Wiederverwendbarkeit der Schalungen und ihrer Gerüste ausübt, führt einerseits zu strengen behördlichen Vorschriften über die Ausschalungsfristen, andrerseits zu dem Bestreben, Bindemittel zu benutzen, die hohe Anfangsfestigkeiten zeigen. Die Zementindustrie kommt diesem Wunsche durch Fabrikation hochwertiger Marken entgegen. Die Anpassung der Bestimmungen an diese moderne Entwicklung dürfte aber nicht leicht sein, da mit jeder Differenzierung der möglichst einfach zu haltenden Richtlinien neue Gefahrenquellen im Sinne von Umgehung und Leichtfertigkeit geschaffen werden.

Der wesentliche Inhalt der Bestimmungen 1925, S. 13, bezgl. der Entschalungsfrage ist hierunter zusammengestellt.

Kein Bauteil darf ausgeschalt, d. h. keine Schalung oder Stützung eher beseitigt werden, als bis der Beton ausreichend erhärtet ist, Schalung und Stützung entlastet sind und der verantwortliche Bauleiter sich durch Untersuchung des Bauteils davon überzeugt und die Ausschalung angeordnet hat.

Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkung des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen. Die Fristen zwischen der Beendigung des Betonierens und der Ausschalung sind abhängig von der Witterung, der Stützweite, dem Eigengewicht der Bauteile und der Art des verwendeten Zements.

Besondere Vorsicht ist bei Bauteilen (z. B. Dächern und Dachdecken) geboten, die beim Ausschalen nahezu schon die volle rechnungsmäßige Last haben.

Bei günstiger Witterung (niedrigste Tagestemperatur über 5°) gelten im allgemeinen folgende Ausschalungsfristen:

Zusammenstellung 83. Entschalungsfristen.

	Für die seitliche Schalung der Balken und die Einschalung der Stützen oder Pfeiler	Für die Schalung der Deckenplatten	Für die Stützung der Balken und weitgespannten Deckenplatten
Bei Verwendung von Handelszement mindestens	3 Tage	8 Tage	3 Wochen
Bei Verwendung von hochwertigem Zement (vgl. § 5, Ziffer 1) mindestens	2 Tage	4 Tage	8 Tage

Bei großen Stützweiten und Abmessungen sind die Ausschalungsfristen unter Umständen auf das Doppelte der vorgenannten Zahlen zu verlängern.

Sogenannte Notstützen, die bei Hochbauten derart anzuordnen sind, daß sie erhalten bleiben, ohne daß sie und die darüberliegenden Schalbretter beim Ausschalen berührt werden, sollen nach der Ausschalung noch wenigstens 14 Tage, bei Verwendung hochwertigen Zements wenigsten noch 8 Tage er-

[1]) Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, 2. Aufl., I. Bd. Berlin: Julius Springer 1923.

halten bleiben. Bei Frost sind diese Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern. In besonderen Fällen kann die Baupolizeibehörde Ausnahmen zulassen.

Beim Ausschalen sind die Stützen und Lehrbögen zunächst abzusenken; es ist verboten, sie ruckweise wegzuschlagen und abzuzwängen. Auch sonst ist jede Erschütterung dabei zu vermeiden.

Läßt sich eine Benutzung der Decken in den ersten Tagen nach der Herstellung nicht vermeiden, so ist besondere Vorsicht geboten.

Es ist verboten, Lasten (Steine, Balken, Bretter, Träger usw.) auf frisch hergestellte Decken abzuwerfen oder abzukippen oder Baustoffe, die nicht sofort verwendet werden, auf noch nicht ausgeschalte Decken aufzustapeln.

d) Entwicklung in höherem Alter.

Ein großer Vorteil der Massivbauten liegt darin, daß die künstlich zusammengesetzte Gesteinsmasse mit der Zeit ihre wichtigsten Eigenschaften dauernd im Sinne der Verbesserung entwickelt. In Wissenschaft und Praxis haben sich die Altersfristen 7, 28 und 45 Tage eine typische Bedeutung erworben, weil sie die Kurve der Festigkeitszunahme ziemlich scharf festlegen. Seit der Einführung der hochwertigen Zemente gewinnen die Altersstufen 2 und 3 Tage an Interesse. Im praktischen Sinne sollte der 3-Tage-Frist der Vorzug gegeben werden, da bei Versuchen nach 48 Stunden nicht nur der Tag, sondern auch die Stunde der Fertigstellung der Probekörper von erheblichem Einfluß ist. Über das Verhalten des Betons selbst mit seinen unzähligen Variationen ist auf S. 125ff. versucht worden, eine für die praktischen Bedürfnisse ausreichend spezialisierte Übersicht der wissenschaftlichen Erkenntnisse zu geben.

Die Frage drängt sich aber auf, ob die innige Verbindung des Betons mit dem so grundverschiedenen Baustoff Eisen nicht die ursprünglichen Eigenschaften des Betons beeinflußt.

1. Festigkeit und Elastizität.

Spannung und Dehnung gehören zusammen, wie Angriff und Widerstand. Wenn also Gesetze für eine etwaige Beeinflussung der als bekannt vorauszusetzenden Festigkeitseigenschaften des Betons durch die eingebetteten Eisen gefunden werden sollten, so müßte die Dehnfähigkeit als Maßstab die Grundlage der Schlußfolgerungen liefern. Eine lange Kette von umfassenden und sorgfältigst durchgeführten Versuchsreihen hat nach manchen wissenschaftlichen Kämpfen zu einer befriedigenden Klärung der Frage geführt. Die besondere Schwierigkeit einer Lösung bestand darin, daß der Versteinerungsvorgang des Betons mit Volumenänderungen verknüpft ist, die das Eisen nicht erleidet. Die Erscheinungen des Schwindens und Dehnens des reinen Betons sind auf S. 129 besprochen. Die relative Ungleichheit der Längenänderungen beider Baustoffe, die wegen der Stabform der Bauglieder allein wichtig sind, führt zu Eigenspannungen, die auf S. 155ff. auch rechnerisch verfolgt werden. In ganz kurzer Darstellung war der Verlauf der Entwicklung wissenschaftlicher Erkenntnis der folgende:

Considère: Génie Civil 1899. Bewehrter Beton zeigt die 10- bis 20fache Dehnung des reinen Betons.

Wayß u. Freitag 1903 (Mörsch, 2. Aufl., Eisenbeton 1905) und

Kleinlogel 1904 (Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit usw., Beton Eisen 1904; Forsch.-Arb. auf d. Gebiet d. Eis.-Bet, Wien 1904) widerlegen die Considèresche Annahme: Dehnungen unbewehrt rd. 0,13 bis 0,15 mm/m,
„ bewehrt „ 0,12 „ 0,24 mm/m
bei verschiedensten Bewehrungsziffern.

Considère überprüft 1905 seine Versuche und findet bei feuchtgelagerten Balken 2- bis 4-, bei Wasserlagerung 5- bis 9 fache Dehnfähigkeit des Eisenbetons.

Bach 1907 (Forsch.-Arb. V. d. I., Heft 39 beginnend, dann Hefte 45/47 und 122/23) bringt Klärung in dem Sinne, daß die Unterschiede der Dehnfähigkeit bei besonderen Verhältnissen, z. B. geringem Kantenabstand, sich etwa um das 2- bis 3 fache bewegen. Hierbei spielen die Einflüsse der Lagerung und der hieraus folgenden Eigenspannungen eine große Rolle.

Probst 1907, Einfluß der Armatur auf die Tragsicherheit, Mitt. d. Mat.-Prfg.-Amtes Bln., Erg.-Heft 1, bestätigt im allgemeinen durch Versuche anderer Anordnung die Bachschen Ergebnisse.

In der eingehenden Darstellung seiner „Vorlesungen" zieht Probst folgende Schlüsse: Die gesamten Dehnungen von bewehrtem Beton können ein Mehrfaches der Dehnungen unbewehrten Betons (bei reinem Zug und Biegung) erreichen. Die Dehnungsfähigkeit wird aber nicht geändert, sondern die Dehnungsverteilung über den ganzen Eisenbetonkörper. Die Theorie der Berechnung darf keinen Vorteil daraus ziehen, wohl aber kann die Rißbelastung erhöht werden, wenn der Beton naß gehalten und eine gute Eisenverteilung gewählt wird.

Vorstehende Darlegung bringt nur einzelne hervorstechende Etappen aus dem langen Ringen um die Erkenntnis. Von weiteren Forschungsarbeiten seien noch die von Turneaure, Eng. News 1904, Feret, Etude exp. du ciment armé, 1906, und Schüle, Mitt. d. Mat.-Prfg.-Amts Zürich, 1906, genannt.

Die Vorgänge zeigen deutlich die Notwendigkeit, daß die wissenschaftliche Forschung auf dem Posten sein und möglichst vorauseilend die Wege für die gesunde wirtschaftliche Entwicklung der Baupraxis ebnen muß. Daß sie aber stets von dem gefühlsmäßig gebildeten, praktisch konstruktiven Empfinden begleitet und kritisiert werden sollte, beweisen die interessanten Schlußworte, die Mörsch[1]) der Besprechung des Problems anfügt. Ihr Sinn ist: Die erste Considèresche Hypothese hat trotz ihrer Unrichtigkeit die Entwicklung des Eisenbetonbaues günstig beeinflußt, weil die Ausführenden beim Entwurf instinktiv keinen Gebrauch davon machten. Sie zerstreuten die Bedenken wegen der Zugrisse. Als sie sich als falsch erwies, war der Eisenbetonbau so erstarkt, daß infolge der Bewährung zahlreicher wichtiger Eisenbetonbauten seine weitere Entwicklung nicht mehr durch theoretische Bedenken aufgehalten werden konnte.

2. Eigenspannungen des Eisenbetons.

Im Gefüge des Eisenbetons müssen sog. Eigenspannungen auftreten, wenn aus physikalischen Ursachen, unabhängig von der Belastung, verschiedene Formänderungen der beiden Materialien entstehen.

Über die Eigenspannungen aus Wärmeänderung ist schon gesagt, daß sie praktisch bedeutungslos sind wegen der Geringfügigkeit des Unterschiedes der Wärmedehnziffern.

Das gleiche gilt von den bleibenden Formänderungen, die im Beton anfänglich stets auch innerhalb der zulässigen Spannungsgrenzen gefunden werden, während sie im Eisen nicht auftreten. Saliger[2]) gibt an, daß diese Eigenspannungen unter normalen Verhältnissen 2 bis 3 kg/cm² nicht überschreiten werden. Auch sie kommen praktisch nicht in Betracht.

Von den Formänderungen, die eine Folge des Versteinerungsvorganges sind, ist das „Schwinden" deshalb zu beachten, weil sich das Eisen dem Zusammenziehen widersetzt, also gedrückt wird und der umgebende Beton dadurch Zugspannungeu erleidet, die zu Rißbildungen führen

[1]) Mörsch: Eisenbetonbau. 5. Aufl., S. 121.
[2]) Saliger: Eisenbetonbau. 4. Aufl. 1920, S. 68.

können. Abb. 89 veranschaulicht die Vorgänge für den Fall, daß die Schwerlinien von Betonquerschnitt und Eisenquerschnitt zusammenfallen, also bei zentrischer Bewehrungsart. Das Schwindmaß ε_s des unbewehrten Betons, das sehr weitgehend abhängig ist von der Behandlung während des Erhärtens, bildet die Grundlage der Überlegung.

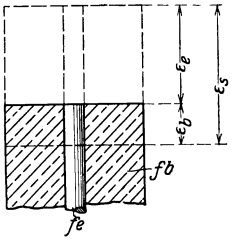


Abb. 89. Eigenspannungen.

Die Vorstellung der zeitlichen Aufeinanderfolge der Vorgänge an Stelle der tatsächlich gleichzeitigen Wirkung ergibt, wenn der Index b auf den Beton, e auf das Eisen bezogen wird, folgenden Gleichgewichtszustand. Der Körper ist unbelastet:

$$N_b - N_e = 0; \qquad f_b\,\sigma_{bz} - f_e\,\sigma_{ed} = 0,$$

oder bei Anwendung des Hookeschen Gesetzes $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ und der üblichen Bezeichnungen $n = \frac{E_e}{E_b}$; $\mu = \frac{f_e}{f_b}$ (Bewehrungsziffer):

$$\varepsilon_b = n \cdot \mu \cdot \varepsilon_e .$$

Da nun die volle Schwindung des unbewehrten Betons ε_s durch den Widerstand des gedrückten Eisens auf die Formänderung ε_e des Eisens, die zugleich die des Eisenbetonkörpers ist, ermäßigt wird, stellt der Unterschied $\varepsilon_s - \varepsilon_e$ die vom Eisen erzwungene Längsdehnung des Betons ε_b dar. Es ist also:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_e + \varepsilon_b .$$

Daraus folgen die Formänderungen als Funktionen des Schwindmaßes:

$$\varepsilon_b = \frac{n \cdot \mu}{1 + n \cdot \mu} \cdot \varepsilon_s \quad \text{und} \quad \varepsilon_e = \frac{1}{1 + n \cdot \mu} \cdot \varepsilon_s$$

und die Spannungen

$$\sigma_b = \frac{n \cdot \mu}{1 + n \cdot \mu}\, \varepsilon_s \cdot E_b \quad \text{und} \quad \sigma_e = \frac{1}{1 + n \cdot \mu}\, \varepsilon_s \cdot E_e,$$

$$\sigma_b : \sigma_e = \mu .$$

Liegt einseitige Bewehrung vor, so folgt aus der Verschiedenheit der Formänderungen an den Querschnittsrändern (Abb. 92), daß der Stab sich analog dem Verhalten bei Biegung krümmen muß. Saliger leitet für die Eigenspannungswerte folgende Formeln ab:

Plattenbalkenquerschnitt (Abb. 90)	Rechteckquerschnitt (Abb. 91)
$\sigma_{bz} = \dfrac{\varepsilon_s \cdot E_e \cdot \mu \left(1 + \frac{s \cdot z}{i_b^2}\right)}{1 + n \cdot \mu \left(1 + \frac{s^2}{i_b^2}\right)}$	$\sigma_{bz} = \dfrac{\varepsilon_s \cdot E_e \cdot \mu \left(1 + \frac{6s}{h}\right)}{1 + n \cdot \mu \left(1 + \frac{12 s^2}{h^2}\right)}$
$\sigma_{bd} = \dfrac{s_s \cdot E_e \cdot \mu \left(1 - \frac{s \cdot z'}{i_b^2}\right)}{1 + n \cdot \mu \left(1 + \frac{s^2}{i_b^2}\right)}$	$\sigma_{bd} = \dfrac{\varepsilon_s \cdot E_e \cdot \mu \left(1 - \frac{6s}{h}\right)}{1 + n \cdot \mu \left(1 + \frac{12 s^2}{h^2}\right)}$
$\sigma_{ed} = \dfrac{\varepsilon_s \cdot E_e}{1 + n \cdot \mu \left(1 + \frac{s^2}{i_b^2}\right)}$	$\sigma_{ed} = \dfrac{\sigma_{bz}}{\mu \left(1 + \frac{6s}{h}\right)}$

Die Praxis wird solche Formeln wohl selten verwenden, da die Grundlage, die Schätzung von ε_s, einem Wert, der sich dauernd ändert, zu unsicher ist. Sie sucht den Einfluß des Schwindens durch den analogen einer un-

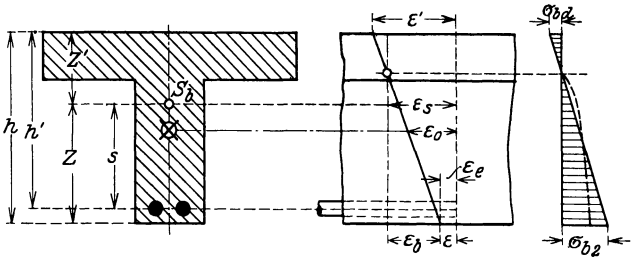


Abb. 90. Eigenspannungen bei einseitiger Bewehrung.

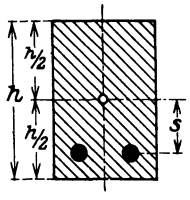


Abb. 91. Rechteckquerschnitt.

gleichen Erwärmung um t^0 auf der Zug-, t_1^0 auf der Druckseite, $\Delta t = t_1 - t$, zu ersetzen.

Der Gedankengang ist folgender (Abb. 92):

Die Verkürzung ε_0 des Stabes in der Schwerachse ist gleich der Längenänderung aus Wärmeänderung:

$$\varepsilon_0 = t_0 \cdot w$$

(w = Wärmedehnziffer, t_0 = Wärmeänderung in der Schwerachse). Das Krümmungsmaß

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{M}{E \cdot J} = \frac{\varepsilon' - \varepsilon}{h} \quad \text{(Abb. 92)}$$

wird $$= \frac{\Delta t \cdot w}{h}, \quad (t_1 - t)\, w = (\varepsilon' - \varepsilon).$$

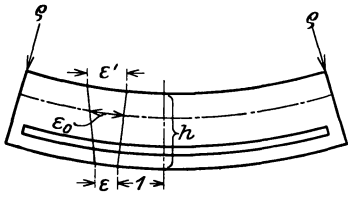


Abb. 92. Krümmung durch Schwindung.

Saliger leitet daraus die Formeln ab:

Plattenbalkenquerschnitt (Abb. 90)	Rechteckquerschnitt (Abb. 91)
$t_0 = \dfrac{\varepsilon_s}{w\,(1 + n \cdot \mu)}$	$t_0 = \dfrac{\varepsilon_s}{w\,(1 + n \cdot \mu)}$
$\Delta t = \dfrac{\varepsilon_s}{w} \cdot \dfrac{h \cdot s \cdot n \cdot \mu}{i_b^2 + n \cdot \mu\,(i_b^2 + s^2)}$	$\Delta t = \dfrac{12 \dfrac{s}{h} \cdot n \cdot \mu \cdot \varepsilon_s}{w \left[1 + n \cdot \mu \left(1 + \dfrac{12 s^2}{h^2}\right)\right]}$

Zusammenstellung 84, S. 158 enthält die Zahlenwerte, die diese Formeln ergeben, wenn $\varepsilon_s = 0{,}3$ mm/m $= 0{,}0003$; $\frac{s}{h} = 0{,}42$; $w = 10^{-5}$ zugrunde gelegt werden.

Bei allen statisch bestimmten Bauwerken kann die Formänderung infolge der Eigenspannungen ungehindert vor sich gehen. Hier handelt es sich nur um örtliche Spannungsvermehrung.

Da im allgemeinen die Betonzugspannungen in den normalen Berechnungen außer Betracht bleiben, d. h. also Risse ohne Einwirkung auf die theoretischen Rechnungsergebnisse sind, so erübrigt sich in diesen Fällen die Nachprüfung der Schwindspannungen.

Zusammenstellung 84. Eigenspannungen.

Bewehrung		$E_e : E_b = n$	Spannungen kg/cm²			Dehnung des Betons mm/m	Äquivalente Wärmeänderung	
Art	Größe		Beton		Eisen			
	%		σ_{bz}	σ_{bd}	σ_{ed}	ε_b	t^0	Δt
Zentrisch	1,0	10	5,7	—	570	0,03	—	—
		20	5,3	—	525	0,05	—	—
		30	4,9	—	485	0,07	—	—
		∞	0	—	0	0,30	—	—
	2,0	10	10,5	—	525	0,05	—	—
	3,0	10	14,5	—	485	0,07	—	—
Einseitig $h : h' - x = 2{,}38$	1,0	10	16,9	7,3	480	0,08	27°	11,5
		20	13,7	5,9	385	0,13	25°	18,5
		30	11,5	5,0	325	0,17	23°	23,5
		∞	0	0	0	0,30	0	48,5
	2,0	10	27,0	11,7	385	0,13	25°	18,5
	3,0	10	34,4	14,9	325	0,17	23°	23,5

Bei statisch unbestimmten Bauwerken beeinflussen die Formänderungen der Bauteile sich gegenseitig und eine Berücksichtigung der Eigenspannungen wird in dem gleichen Sinne erforderlich, wie die der Wärmespannungen. Die Bestimmungen 1925 lauten dementsprechend in § 16, 2:

„Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist dem Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines Temperaturabfalls von 15° Rechnung zu tragen.

Als Wärmeausdehnungszahl für Beton ist $1 : 10^5$ anzunehmen."

Auf die eingehende Behandlung der Frage bei Mörsch, Eisenbeton 5. Aufl. Bd. 1, S. 121, wird verwiesen.

3. Rostgefahr.

Das Eisen rostet in einem sachgemäß zusammengesetzten und gut gemischten Beton nicht. Langjährige Beobachtungen und viele Versuche haben dies erwiesen. Die chemische Umsetzung des Zementpulvers hat u. U. in der ersten Abbinde- und Erhärtungszeit sogar ein Entrosten der Eisen zur Folge. Leichter oberflächlicher Rostansatz, der auf der Baustelle unvermeidlich ist, braucht deshalb nicht beseitigt zu werden, um so mehr nicht, als er die Haftfestigkeit erhöhen kann. Über die chemischen Vorgänge herrscht keine eindeutige Ansicht. Die von Rohland[1]) vertretene Anschauung, daß die basische Wirkung der aus dem Zementpulver abgeschiedenen Mengen Calciumhydroxyd ($Ca(OH)_2$) in wässeriger Lösung die Ursache ist, deckt sich mit der praktischen Erfahrung. Plastischer Beton behindert das Rosten besser als erdfeuchter und das Anstreichen des Eisens mit Zementschlempe kurz vor dem Einbringen des Betons wirkt günstig.

Die Gefahr tritt natürlich wieder auf, wenn die Schädlinge, Feuchtigkeit und Luft, besonders schweflige Gase, durch Rißbildung oder undichte Betonstellen Zutritt zum Eisen erlangen[2]).

[1]) Rohland: Der Eisenbeton, kolloidchemische und phys.-chem. Untersuchungen, 1911 (Spamer).

[2]) Als Quellen seien genannt: Probst: Einfluß der Armatur und der Risse im Beton auf die Tragsicherheit, Berlin 1907. — Klaudy: Bericht über Versuche, Z. öst. Ing.-V. 1908, S. 481. — Eisenbahn-Direktion Berlin desgl. Armierter Beton 1909. — Dresden: Materialprüfungsamt. Desgl. Dtsch. Ausschuß für Eisenbeton, H. 31. 1915. — Perkuhn: Bericht über Rostbildungen. Z. Bauw. 1916, S. 97. Daran anschließend Zentralbl. 1917, Dt. Bauzg. 1917. Organ Fortschr. Eisenbahnwes. 1917, S. 250. Schweiz. Bauzg. 1917, S. 57.

Eine weitere Gefahrenquelle ist gegeben, wenn im Betongefüge selbst schädliche Stoffe enthalten sind. Im allgemeinen werden die Zuschlagstoffe davon frei sein. Eine, allerdings sehr zu beachtende Ausnahme bilden die Feuerungsrückstände, Schlacken usw. Aus wirtschaftlichen Erwägungen heraus werden immer wieder Versuche gemacht, dieses billige und leichte Material zu verwenden. Wie auf S. 61 näher ausgeführt, handelt es sich hier neben dem leicht unschädlich zu machenden Ätzkalk um die Schwefelverbindungen. Die Gefährdung des Betongefüges, deren praktisch zu beachtende Größe mehr von physikalischen, als von chemischen Gesichtspunkten aus beurteilt werden kann, tritt zurück gegenüber der Rostgefahr der Eiseneinlagen.

In der Doktor-Dissertation Graucob[1]) hat die Auswertung von Versuchsergebnissen mit rd. 900 Probekörpern den Nachweis erbracht, daß schon bei 0,1 % Gehalt von SO_3 im Feinstkorn des Schlackensandes Rostbildung auftrat, die bei Steigerung auf rd. 1 % stark zunahm. Bei Eisenbetonbauten ist also äußerste Vorsicht geboten, besonders wenn die Schlacke nicht grobkörnig ist, sondern feinkörnige Asche enthält.

4. Verhalten des Eisenbetons im Feuer.

Die Baustoffe Eisen und Beton verhalten sich im Feuer sehr verschieden. Für die Standsicherheit der Bauwerke ist der Festigkeitsabfall bei hohen Hitzegraden entscheidend. Die entsprechenden Werte für Beton sind auf S. 139 mitgeteilt. Versuche von Martens und Rau ergaben für Flußeisen den in Zusammenstellung 85 enthaltenen Festigkeitsabfall, der auf den Normalwert bei 20° C $n = 100$ bezogen ist.

Zusammenstellung 85. Festigkeit von Flußeisen bei hohen Hitzegraden.

Temperatur	20°	100°	200°	300°	400°	500°	600°	800°	1000°
Festigkeitsänderung	100	101	131	123	86	49	28	10	0

Abb. 93 gibt eine Veranschaulichung der Werte. Der schlechte Wärmeleiter Beton schützt die eingebetteten Eisen. Nach Zusammenstellung 78, S. 138 werden im Abstand von 2,5 cm von außen Temperaturen im Raum von 800 bis 1000° bei 4stündiger Einwirkung bereits auf rd. 550° ermäßigt. Dabei hat das Eisen nach Abb. 93 noch gerade die ausreichende Festigkeit. Nach 2 Stunden ist die Erwärmung erst auf rd. 280° gestiegen.

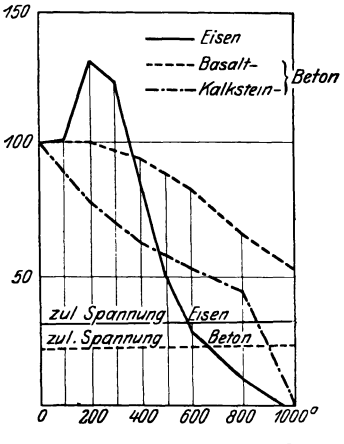


Abb. 93. Festigkeitsabfall bei Hitze.

Bei Schadenfeuern, die solche Hitzegrade erzeugen und so lange andauern, kann also eine Überdeckung von 2,5 cm als feuersicher angesprochen werden. Auch bei geringeren Stärken der Überdeckung ist dies durch Versuche nachgewiesen.

Die Brandversuche des Dtsch. Aussch. f. Eisenbet., die im Jahre 1910 begannen, sind in den Heften 11, 26 und 33 durch Gary veröffentlicht und von Mörsch[2]) eingehend kritisch gewürdigt. Die Schlußfolgerung lautet, daß die „gewöhnliche Betonüberdeckung von einigen Zentimetern hinreicht, um das Eisen vor der für seine Tragfähigkeit gefährlichen Temperatur in gewöhnlichen Brandfällen zu schützen". Die Bestimmungen 1925 verlangen in § 14, 5 bei Platten auf der Unterseite

[1]) Graucob: Über die Rostsicherheit von Eiseneinlagen in Bims- und Schlackenbeton (Hannover 1925). [2]) Mörsch: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., I. Bd., S. 146.

1,0 cm, bei Rippen und Säulen 1,5 cm, im Freien 1,5 bzw. 2,0 cm Betonüberdeckung.

Über die Hitzegrade, die tatsächlich vorkommen, sind die Angaben naturgemäß sehr verschieden.

Probst gibt in seinen „Vorlesungen" einen interessanten Auszug aus dem Buch von Kendall Freitag[1]). Die Großfeuer sind in Amerika viel häufiger und verheerender als in Europa, die Schadenziffern verhalten sich wie 9 : 1, daher sind Berichte über praktische Erfahrungen auch umfangreicher. Eine Rücksichtnahme auf Temperaturen, wie sie z. B. in St. Franzisko bis zu 1650° C festgestellt sind, erfordert Maßnahmen, die recht kostspielig werden dürften. Eine gute Verbindung der Trageisen mit dem Innern der Balken durch Bügel und eine sorgfältige Auflösung und Verteilung der Einzel-Eisenquerschnitte wirken günstig auf die Feuersicherheit ein.

e) Die Formänderungen.

Die Formänderungen der üblichen Bauglieder, wie sie in Ingenieurbauten vorkommen, sind grundsätzlich zu trennen nach den

Durchbiegungen, die als reine Funktionen der Momente errechnet werden, den

Längenänderungen (Verkürzungen und Dehnungen) und den

Querverschiebungen, die Funktionen der Längs- und Querkräfte sind.

Die Durchbiegungen sind bei allen balkenartigen Konstruktionen an absoluter Größe so überwiegend, daß die immer vorhandenen Querverschiebungen und die seltener gleichzeitig auftretenden Längenänderungen dagegen berechtigterweise vernachlässigt werden dürfen. Bei bogenförmigen Baugliedern kann die Längenänderung Δl der Bogenachse auf die Pfeilhöhe f (Scheitelsenkung) einen beachtenswerten Einfluß trotz absoluter Geringfügigkeit ausüben (Abb. 94); die Querverschiebung scheidet auch hier praktisch aus, um so mehr, als die Querkräfte im Bogensystem gegenüber dem Balkensystem klein sind.

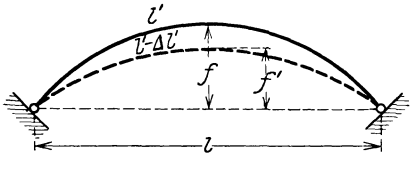


Abb. 94. Scheitelsenkung.

Die Formänderungen haben ferner ein zweifaches Interesse für den Ingenieur.

Theoretisch bilden sie die Grundlage aller statischen Berechnungen der sog. statisch unbestimmten Systeme. Die Rechnungsergebnisse haben nur dann Anspruch auf Anerkennung zuverlässiger Darstellung der tatsächlichen Spannungsverhältnisse, wenn das Bauwerk elastisch so arbeitet, wie die Rechnung es voraussetzt. Da es sich hierbei, Gott sei Dank, nicht um die absoluten Formänderungsgrößen handelt, sondern stets um Quotienten der allgemeinen Form $\frac{\delta}{\delta'}$, so ist der Einfluß der Stoffkomponente E und der Querschnittskomponente J bis zu einem gewissen Grade ausgeschaltet; beim Eisen im praktischen Sinne ganz, beim Eisenbeton angenähert. Wird die Abhängigkeit der Elastizitätsgesetze des Betons von der Spannungsgröße und -art, von all den Einflüssen der Zusammensetzung und Behandlung des künstlichen Gesteins beachtet, so dürften die Grenzen der Annäherung doch ziemlich weite sein. Dies wird hier ausgesprochen, um dem innerlich unharmonischen Übertreiben im „Rechnen" ausgetüftelter Systeme für den Massivbau entgegenzutreten.

---

[1]) Kendall Freitag: Fire Prevention and Fire Protection. New York, Erley & Sons.

In der Praxis regelt sich der Ausgleich zwischen handwerksmäßig zünftiger und einseitig theoretischer Grenzauffassung durch die fachliche Bedeutung der verantwortlich ausführenden und behördlich genehmigenden Persönlichkeiten.

Die Eisenbetonbestimmungen 1925 setzen in § 17, 1 bezüglich des Elastizitätsmaßes E und des Trägheitsmomentes J fest:

„Bei der Berechnung der unbekannten Größen statisch unbestimmter Tragwerke und der elastischen Formänderungen aller Tragwerke ist mit einem für Druck und Zug im Beton gleich großen Elastizitätsmaß $E_b = 210\,000$ kg/cm² zu rechnen.

Das Trägheitsmoment ist aus dem vollen Betonquerschnitt mit oder ohne Einschluß des zehnfachen Eisenquerschnitts zu ermitteln, wobei hier im allgemeinen die wirksame Breite eines Plattenbalkens mit dem Mittelwert $6\,d + b_0 + 2\,b_s$ in Rechnung zu stellen ist.

Für die Spannungsermittelung und Querschnittsbemessung gilt $E_b = 140\,000$ kg/cm².“

Im praktischen Sinne bilden die Formänderungen ein Kriterium der Güte der Ausführung. Bei Eisenkonstruktionen läßt sich dies sehr weit treiben. Die Formänderungen stimmen bei sachgemäßer Ausführung ausgezeichnet mit den theoretisch ermittelten Werten überein. Ein Abweichen zeigt mit weitgehender Zuverlässigkeit Mängel oder Schäden an. Ausgenommen sind bis zu einem gewissen Grade die Bauglieder, bei denen die Knickgefahr entscheidend ist.

Im Eisenbetonbau liegt die Sache nicht so einfach. Die erwünschte Übereinstimmung von theoretischem Rechnungsergebnis mit tatsächlicher Formänderung ist weniger scharf als beim Eisenbau. Das Bewußtsein der in dem vorangehenden Abschnitt beschriebenen inneren Schwierigkeiten des Materials läßt das ohne weiteres begreiflich erscheinen.

Hier soll auch nicht wieder auf die ungezählten Quellen der Beeinflussungen eingegangen, sondern nur das rein praktische Bedürfnis nach einer einfachen und überzeugenden Prüfungsmethode befriedigt werden. Sapienti sat!

Die Bestimmungen 1925 gehen im Schlußsatz des § 12 von dem Grundsatz aus, daß das Verhältnis zwischen bleibender und federnder Formänderung ein brauchbares Kriterium der Güte der Konstruktion ist.

Im einzelnen bestimmen sie in § 12, 4—7:

„4. Probebelastungen sollen auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden. Sie sind bei Hochbauten nicht vor 45tägiger Erhärtung des Betons vorzunehmen und nur in ganz besonderen Fällon bis zum Bruch durchzuführen, wenn es ohne Schädigung des Gesamtbauwerkes möglich ist.

Wird hochwertiger Zement verwendet, so können die Probebelastungen je nach der Spannweite bereits nach 21 bis 28 Tagen vorgenommen werden.

5. Bei Deckenplatten und Balken ist die Probebelastung folgendermaßen vorzunehmen:

Die Belastung ist so anzubringen, daß sie in sich beweglich ist und der Durchbiegung der Decke folgen kann.

Bei Belastung eines Deckenfeldes soll, wenn mit p die gleichmäßig verteilte Verkehrslast bezeichnet wird, die Probelast den Wert von $1{,}5\,p$ nicht übersteigen.

Bei Nutzlasten über 1000 kg/m² kann die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden.

6. Bei Probebelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, sind höchstens

z. B. Menschengedränge (oder eine diesem gleichwertige Belastung), Eisenbahnzug, auch in Bewegung, Dampfwalze usw. Auf keinen Fall darf aber die volle rechnungsmäßige Last bald nach dem Ausrüsten aufgebracht werden.

7. Die Probelast muß mindestens 6 Stunden liegen bleiben; danach erst ist die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen.

Abgesehen vom Einfluß etwaiger Auflagersenkungen darf bei Balken auf zwei Stützen die bleibende Durchbiegung höchstens $^1/_4$ der gemessenen Gesamtdurchbiegung betragen."

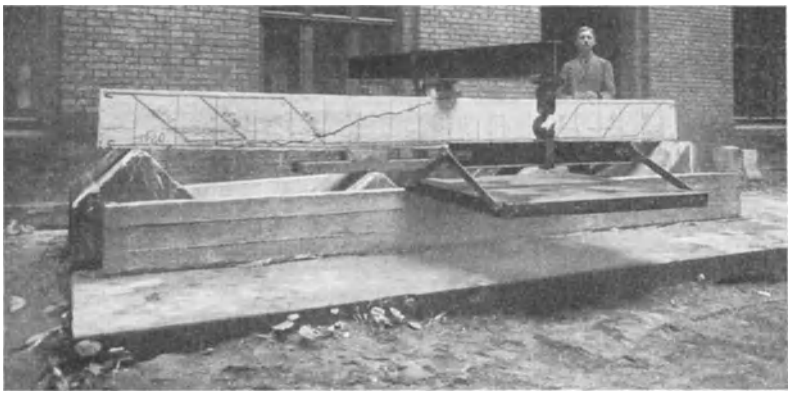


Abb. 95. Biegeversuch an Eisenbetonbalken.

Zur Veranschaulichung möge ein im Lichtbild, Abb. 95, gezeigter Versuch dienen, der in meinem Institut mit Studierenden ausgeführt ist. Zusammen-

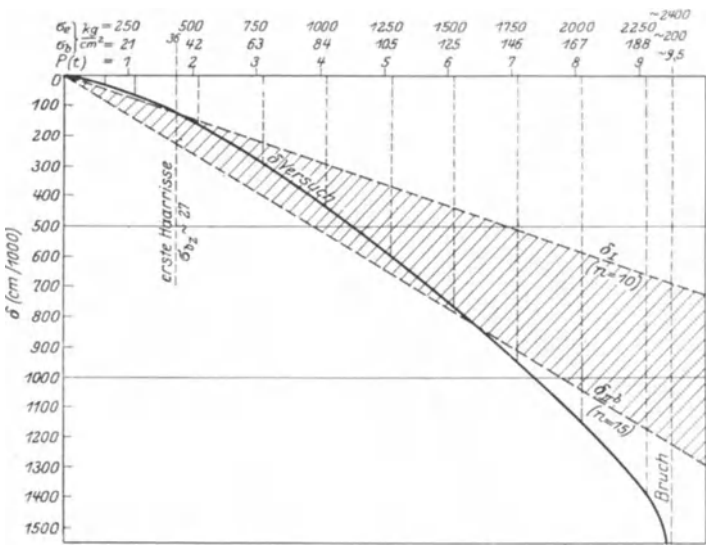


Abb. 96. Biegeversuch an Eisenbetonbalken.

stellung 86 enthält einen Auszug der Zahlenwerte. In Abb. 96 sind die gemessenen Formänderungen zeichnerisch dargestellt. Das Versuchsprogramm ist praktisch-pädagogisch gedacht und nicht zur Erforschung feinster stofflicher

Beziehungen bestimmt. Die Kurve der tatsächlichen Formänderungen verläuft ziemlich gesetzmäßig. Zur Ermittlung der theoretischen Durchbiegungen wurden die beiden Stadien der vollen Mitwirkung der Betonzugzone (I) und des gänzlichen Verzichtes auf Betonzugspannungen (IIb) unter Zugrundelegung mittlerer Elastizitätszahlen berücksichtigt. Die beiden Geraden in Abb. 96 umgrenzen das Gebiet, das von der Kurve der Meßergebnisse, wie zu erwarten war, allmählich durchschritten wird.

Zusammenstellung 86. Durchbiegung eines Eisenbetonbalkens.

P kg	σ_b kg/cm²	σ_e kg/cm²	$\Sigma(\Delta)$ cm/1000	Bemerkungen
50	1,0	13	—	
500	10,5	126	27	
1080	23	272	71	Erste Haarrisse
2080	43	524	171	
3080	64	776	299	
4080	85	1028	437	
5080	106	1280	602	
6080	127	1532	769	
7080	148	1784	959	
8080	169	2036	1151	
9080	190	2288	1399	Starke Hauptspannungsrisse
~ 9500	~ 200	~ 2400	—	Bruch

IV. Holzbeton.

Manche Holzarten haben eine nicht unerhebliche Zugfestigkeit. Der Gedanke, diese Eigenschaft in Verbindung mit Beton auszunutzen, liegt also nahe. Der Vollständigkeit halber möge einiges über die gemachten Erfahrungen mitgeteilt werden. Gesteschi schreibt im Betonkalender 1925:

„Neuerdings wird versucht, in der Zugzone des Eisenbetons Schilfrohr und Holzstäbe als Ersatz für Eisenbeton zu verwenden. Über die Brauchbarkeit von Schilf als Zugbewehrung sind vom Technischen Militärkomitee in Wien Biegungsversuche mit Platten ausgeführt worden, die in Beton und Eisen 1919, S. 7 von Dr. F. v. Emperger näher besprochen sind. Die Zugfestigkeit des Schilfes kann nach diesen Versuchen zu 200 kg/cm², die zulässige Beanspruchung bei 5facher Sicherheit also zu 40 kg/cm² angenommen werden. Die Versuche ergaben ferner, daß 1 vH. Eisenbewehrung etwa die gleiche Tragfähigkeit erzeugt wie 15 vH. Schilfquerschnitt.

Bei Verwendung von Holzeinlagen ist Vorsicht geboten und insbesondere den Eigentümlichkeiten des letzteren Rechnung zu tragen; es „arbeitet“ im Mörtel und erfordert Luftzutritt, damit es nicht „erstickt“. Diesen unangenehmen Eigenschaften kann durch entsprechende Vorbereitung des Holzes (Auslaugung, Durchtränkung) begegnet werden. Im übrigen bedarf die Frage des statischen Zusammenwirkens von Beton und Schilf bzw. Beton und Holz noch einer weiteren Klärung.“[1])

Im Betonkalender 1926 ist der Hinweis auf den Holzbeton fortgelassen. Versuche des Verfassers führten stets zu einer Zerstörung der Holzfaser.

[1]) Über Anwendung von Holzbeton vgl. Beton Eisen 1914, S. 90; 1918, S. 146 u. 201; 1919, S. 7, 46, 85 u. 103; vgl. ferner: Ljungdell, Das erste Holz-Eisenbetonschiff in Schweden. Beton Eisen 1919, S. 132.

Zweiter Abschnitt.

Spannung und Abmessung der Bauglieder.

A. Begriffsbestimmung.

Ein „Bauwerk“ ist so zu gestalten, daß es als ein in seinen Einzelteilen als unzerstörbar nachgewiesenes Ganzes im Kampf um das Gleichgewicht in der Ruhelage verbleibt. Der Angriff erfolgt von seiten der „angreifenden Kräfte“ (s. S. 3; alle Belastungsarten, Wärmeänderung usw.); die Verteidigung der „Standsicherheit“ übernehmen die „widerstehenden“ äußeren Kräfte (s. S. 37; Bodenpressung, passiver Erddruck). Die Summe aller auf ein Bauwerk einwirkenden Kraftäußerungen kann auch versinnbildlicht werden durch einen Kraftstrom, der zur allaufnehmenden Natur, dem Baugrund, örtlich begrenzt durch die Fundamentflächen, mit Sicherheit abgeleitet werden muß.

Das „Bauglied“ ist ein Teil des Bauwerkes. Sein Kennzeichen ist die statische Aufgabe, die es zu lösen hat. Seine Eigenart beruht auf der Vorstellung des Herausschneidens aus dem Ganzen. Jede Namensgebung ist angreifbar, jede Disposition hat verwischbare Grenzen. Zweifellos kann die Bodenpressung analog der Materialspannung behandelt werden. Wer aber praktisch trennen will, muß den Entschluß fassen, an einer Stelle glatt zu schneiden, sonst erhält er unklare Trennungsflächen und keine einfachen Gebilde. Hier ist zwischen Natur und künstlicher Konstruktion der Trennungsstrich gezogen.

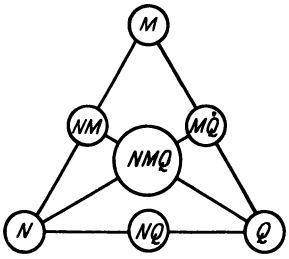


Abb. 97. $M-N-Q$.

Wo und wie oft geteilt werden soll, ist die nächste Frage. Die Handhabe zur Lösung bietet die nach den „Regeln der Statik“ übliche Rechenmethode. Sie beruht auf der Dreizahl der Kraftwirkungen in der Kraftebene (ohne Rücksicht auf das räumliche Problem, das im massiven Ingenieurbau die Ausnahme bildet)

Längskraft	N	Längenänderung	Δl
Querkraft	Q	Querverschiebung	Δq
Moment	M	Winkeländerung	$\Delta \varphi$.

Diese technisch und praktisch einfachen Grundlagen genügen nicht, da beliebige Kombinationen zwischen ihnen auftreten können.

Möglich sind deren vier, nämlich: N/Q; N/M; M/Q und $N/M/Q$ (Abb. 97).

Das Herauslösen des Baugliedes aus dem Bauwerk kann also auf Grund von drei ursprünglichen und vier kombinierten, im ganzen also von sieben Annahmen des „Spieles der Kräfte“ erfolgen.

Beim Übergang aus dem „Systematischen“ ins „Praktische“ werden die scharfen Linien der Theorie verwischt. Der Weg führt von dem eindeutigen

Begriff 0 über das mathematisch behandelbare dx zu einem Schätzungswert, der praktisch-technisch unter dem vernünftigen Zwange einer Harmonie zwischen Annahme und Wirklichkeit als „unwesentlich“ oder „vernachlässigbar“ angesehen werden kann.

Hier sind zwei Kräfte am Werk: die zunftmäßige Gewohnheit, gepaart mit Autoritätsglauben, und die individuelle Neigung und Veranlagung.

Sehr ehrenwerte Fachleute können vom Millimeter nicht loskommen, und nicht minder schätzenswerte Praktiker begnügen sich mit dem Bewußtsein, daß ihre Erfahrung, das Vermeiden von Unfällen, ihr konstruktives Empfinden sie vor Fehlern schütze. Der Verfasser glaubt an die Richtigkeit der goldenen Mittelstraße. Sie bedeutet aber hier keinen bequemen Kompromiß; im Gegenteil! Nur dem Meister des Faches ist es möglich, eine solche Mittelstraße sicher und schnell ohne Umwege zu finden, in die sich zu verlieren die einseitige Bevorzugung statischer oder technischer oder wirtschaftlicher, u. U. auch ästhetischer Probleme verleiten kann. Die Grenze berechtigter Vernachlässigungen etwa in Prozenten der zulässigen Spannungen festzulegen ist verkehrt. Hier entscheidet das gefühlsmäßige Wittern der Gefahr, die dann sofort aufgespürt, festgestellt und beseitigt werden muß.

Die zunftmäßige Praxis ersetzt diesen Spürsinn durch Gebrauchsanweisungen. Wissenschaftlich denken, heißt Forschertrieb haben; Forschen ist aufspüren!

Exakte Wissenschaft muß abstrahieren, nach einfachsten Voraussetzungen den Kern der Probleme herausschälen. Restlos wird diese Forderung nur von der Mathematik erfüllt. Technische Wissenschaft hat den Exaktheitsgrad der Naturwissenschaften.

Die hier behandelte Aufgabe kann aufgelöst werden in die schon öfter genannten Richtlinien schöpferischer Bautätigkeit.

„Statisch richtig“. Die wissenschaftliche Behandlung der Mechanik und ihres Zweiges, der Statik, kann vom Stofflichen abstrahieren.

„Technisch ausführbar“. Die Baustoffkunde stützt ihre Forschung auf physikalische und chemische Grundlagen. Die Kenntnis der Arbeitsleistung der Menschen beruht auf psychologischer — die der Maschinen auf physikalisch-mechanischer Forschungsmethode.

„Wirtschaftlich günstig“. Die Wirtschaftswissenschaften sind im Zustande stärkster Entwickelung und mit der Technik auf engste verknüpft.

„Ästhetisch befriedigend“. Der Einfluß der wissenschaftlichen Erkenntnisse der Ästhetik auf das künstlerische Schaffen sind wohl ein sehr umstrittenes Gebiet, das hier nur der Vollständigkeit halber nicht übergangen werden soll.

Die Aufgabe des Bauingenieurs darf nicht erschöpft sein durch die mehr oder weniger weitgehende Beherrschung dieser wissenschaftlichen Grundlagen. Sein Ziel ist das Aufspüren des Optimums der Güte seines Werkes unter Berücksichtigung aller vier genannten Faktoren. Hier versagt die exakte Methode zur Auffindung der Gesetzmäßigkeit. Die exakten Kenntnisse liefern die Apparate, sie steigern deren Empfindlichkeit — aber die Führung hat die schöpferische Gestaltungskraft. Letzten Endes muß auch der Ingenieur als Baumeister ein Künstler sein, wenn er die Vollendung seines Werkes anstreben will —; nicht anders als der Mediziner, der Historiker u. a. m.

Wem diese Betrachtungen im Rahmen eines technischen Lehrbuches entbehrlich erscheinen, dem ist zu entgegnen, daß es sich hier um eine pädagogische Arbeit handelt, der Mauersteine, Betonspannungen und Eisenquerschnitte die Objekte einer Gestaltungslehre sind. Sie zieht die Summe aus den Beobachtungen der Baupraxis, der Forschungs- und Unterrichtserfahrung.

Der Verfasser weiß als Hochschullehrer, wie bitter not es dem technischen Nachwuchs tut, sich zu einem freien Standpunkt und abgerundeten Bildungsgrad hinauf zu entwickeln. Jeder ist begrenzt durch seine Gaben, wenn aber alle immer strebend sich bemühen, dann werden sie dereinst die Technik lösen von dem Druck des „Allzutechnischen".

B. Reine Biegung: M.

Druckfester Baustoff; Stein und Beton. Wegen der geringen Zugfestigkeit können auf Biegung beanspruchte Bauglieder im Verhältnis zu ihrem Eigengewicht nur ganz geringe Nutz- oder Verkehrslasten aufnehmen. Sie sind daher unwirtschaftlich und kommen für die Praxis nur bei kleinsten Abmessungen (Plattendurchlässen) in Betracht (Abb. 98).

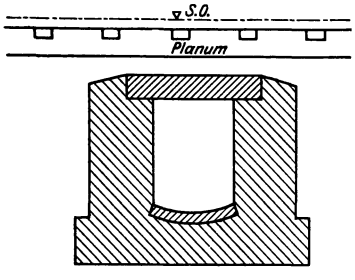


Abb. 98. Plattendurchlaß in Beton.

Biegungsfester Baustoff; Eisenbeton. Das eingebettete Eisen ersetzt nicht nur die mangelhafte Zugfestigkeit des Betons, sondern erzeugt in dem Querschnitt ganz neue und eigenartige Spannungs- und Dehnungszustände. An der Hand unzähliger planvoller Versuche und mit schärfsten wissenschaftlich-kritischen Methoden hat die Betonforschung die tatsächlichen Vorgänge aufgeklärt. Die Ergebnisse zeigen eine Verwickeltheit, die z. T. wohl noch rechnerisch ausdrückbar, aber nicht mehr für praktische Zwecke sinngemäß verwertbar sind.

Der Beton ist ein künstlich aufgebautes Konglomeratgestein, das sich in der unendlichen Mannigfaltigkeit der Beeinflussungen seiner Gestaltung und Entwickelung nicht in die Gesetzmäßigkeit verwickelter theoretischer Probleme einfügt.

Mit dem Auffinden und Nachweisen der wirklichen Vorgänge war die Arbeit daher nicht getan. Der Praxis mußten einfache Wege der Rechnung erschlossen werden, die einerseits die Sicherheit der danach entworfenen Bauten gewährleisten, andrerseits aber die Wirtschaftlichkeit und damit die Existenzmöglichkeit der Bauart nicht gefährden. Sie sind gefunden und im wesentlichen in den behördlichen Vorschriften niedergelegt. Auch diese werden der Entwicklung unterworfen sein. Da ihre Angaben aber ein Niederschlag einer sorgfältigen Abwägung der Forderungen einer gesunden soliden Bautätigkeit und der Erkenntnisse wissenschaftlicher Forschung sind, so muß der werktätige Ingenieur seine Arbeit auf dieser Grundlage aufbauen.

Die Darstellung geht von diesem Grundsatz aus und wird dabei stets auf die parallel laufenden wissenschaftlichen Untersuchungen hinweisen.

Die grundlegenden Absätze in den Eisenbetonbestimmungen 1925 lauten:

§ 18, 1. Rechnungsannahmen. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung oder des auf Biegung mit Achskraft beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Die zulässige Beanspruchung des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sowie die zulässigen Schub- und Haftspannungen haben zur Voraussetzung, daß das Eisen alle Zugspannungen im Querschnitt aufnimmt, daß also von einer Mitwirkung des Betons auf Zug ganz abgesehen wird.

§ 18, 2. Für die Bemessung der Bauteile ist das Verhältnis der Elastizitätsmaße von Eisen und Beton zu $n = 15$ anzunehmen.

I. Ohne Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton.

a) Rechteckquerschnitt.

1. Einfache Bewehrung.

A. Prüfungsverfahren.

Der Rechnungsvorgang am Beispiel eines einfachen Balkens mit Rechteckquerschnitt ist folgender.

Bekannt sind alle Querschnittsabmessungen, gesucht werden die Spannungen σ_b, d. h. die gefährlichste am Querschnittsrande, und σ_e. Da die Lage der Nullinie noch unbekannt ist, die durch den Abstand x von Balkenoberkante festgelegt werden soll, so sind 3 Unbekannte zu ermitteln.

Zur Verfügung stehen zunächst die drei Gleichgewichtsbedingungen. Nach Abb. 99 ist

$$\Sigma V = 0; \quad Q - \Sigma\tau = 0;$$
$$\Sigma H = 0; \quad D - Z = 0;$$
$$\Sigma M = 0; \quad M - D \cdot z = 0;$$
$$\Sigma\sigma_b = \Sigma\sigma_e;$$
$$M - Z \cdot z = 0.$$

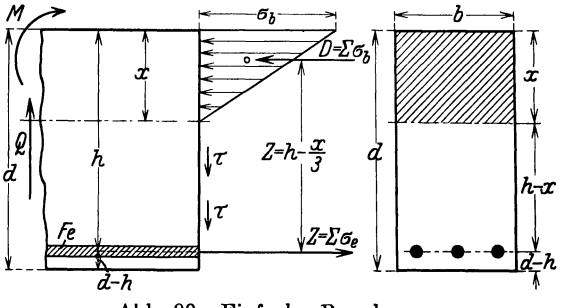


Abb. 99. Einfache Bewehrung.

Die erste Gleichung bringt eine neue Unbekannte τ in die Rechnung hinein, deren Ermittelung später erörtert wird. Daher muß eine weitere Gleichung gesucht werden. Da Gleichgewichtsbedingungen nicht mehr zur Verfügung stehen, müssen die Formänderungsgesetze herangezogen werden.

Dies ist der in der Statik übliche Weg, der aus dem Gebiet der sog. „statischen Bestimmtheit" in das der „Unbestimmtheit" führt.

Die Dehnungen sollen sich wie die Abstände von der Nullinie verhalten. Im Sinne der obigen Voraussetzungen lautet die Elastizitätsgleichung:

$$\varepsilon_b : \varepsilon_e = x : (h - x).$$

Hier setzt nun eine neue Annahme ein, die in den Vorschriften nicht besonders erwähnt ist — die Gültigkeit des Hookeschen Gesetzes: $\varepsilon = \Delta l : l = \sigma : E$. Damit wird:

$$\frac{\sigma_b}{E_b} \cdot \frac{E_e}{\sigma_e} = \frac{x}{h - x}; \qquad \frac{n\,\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{h - x}$$

oder

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{n\,(h - x)}.$$

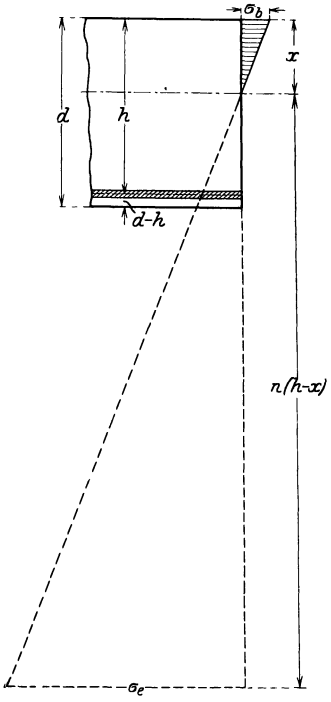


Abb. 100. Spannungsverteilung.

Die Vorstellung, daß das Eisen infolge der Verbundkonstruktion gezwungen wird, die Formänderungen des Betonbalkens mitzumachen, führt also zu dem Spannungsbilde der Abb. 100 und erläutert anschaulich die Möglichkeit, das Eisen auch tatsächlich auszunutzen.

Nunmehr sind die drei Gleichungen gegeben, die zur eindeutigen Ermittelung der Unbekannten x, σ_b und σ_e benötigt werden. Nach Abb. 99 ist:

1. $D = Z; \qquad \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b = F_e \cdot \sigma_e;$

2. $M = D \cdot z; \qquad M = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \left(h - \frac{x}{3}\right)$

oder

$M = Z \cdot z; \qquad M = F_e \cdot \sigma_e \left(h - \frac{x}{3}\right);$

3. $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{n \cdot (h - x)}.$

Aus Gl. 1 und 3 folgt: $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{2 \cdot F_e}{b \cdot x} = \frac{x}{n \cdot (h - x)}$ oder $\frac{b x^2}{2} = n \cdot F_e (h - x),$

1. $x^2 + \frac{2 \cdot n \cdot F_e}{b} \cdot x - \frac{2 \cdot n \cdot F_e}{b} \cdot h = 0,$

also eine quadratische Gleichung für x;

2. $\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)};$

3. $\sigma_e = \frac{n \cdot \sigma_b \cdot (h - x)}{x}$ oder $\frac{M}{F_e \left(h - \frac{x}{3}\right)}.$

Die Ausrechnung von x aus Gleichung 1 liefert die der Form nach völlig „undurchsichtige" Formel:

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b \cdot h}{n \cdot F_e}}\right).$$

Verfasser ist ein Gegner solcher Formeln, die nur auswendig gelernt oder aus dem Buch abgeschrieben werden können, wobei Gedächtnis- oder Druckfehler nicht mit Sicherheit vermieden werden.

Ein Blick auf Abb. 99 zeigt, daß die quadratische Gleichung für x aus dem Querschnitt unmittelbar abgelesen werden kann. Die Summe der statischen Momente bezogen auf die Nullinie muß $= 0$ sein. Wirksam sind nur die Betondruckzone und der Eisenquerschnitt. Die Übereinstimmung der oben rein mathematisch abgeleiteten Beziehung $\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot F_e (h - x)$ mit der Gleichung der statischen Momente aus Abb. 99 ist gegeben, wenn die Wertigkeit des Eisenquerschnittes als das n-fache des Betonquerschnittes eingesetzt wird. Damit wird eine auch dem Anfänger einleuchtende Berücksichtigung der höheren Leistung des Eisens gekennzeichnet.

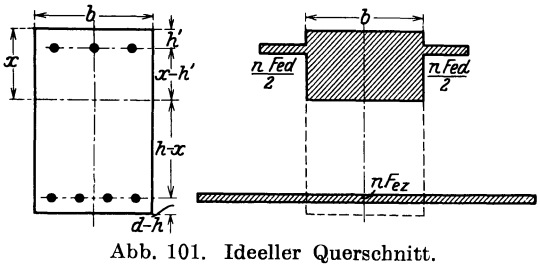


Abb. 101. Ideeller Querschnitt.

Unter den bisher gemachten Voraussetzungen ist also der Eisenbetonquerschnitt einem homogenen Querschnitt gleich zu achten, bei dem der Eisenanteil durch einen n-fach so großen Betonanteil ersetzt ist. Hierfür ist die Bezeichnung „ideeller Querschnitt" vielfach üblich (Abb. 101).

Also Ermittlung von x aus den statischen Momenten, mit Einsetzen des n-fachen Eisenquerschnittes, z. B. Abb. 117 (S. 205) Zustand IIb:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot F_e (h - x).$$

Einsetzen der Zahlenwerte:

$$\frac{20 \cdot x^2}{2} = 15 \cdot 5{,}3\,(33 - x);$$

$$x^2 + 7{,}95\,x - 262{,}35 = 0;$$

$$x = -\frac{7{,}95}{2} + \sqrt{\left(\frac{7{,}95}{2}\right)^2 + 262{,}35} = 12{,}70 \text{ cm}$$

(vgl. Zusammenstellung 101, S. 206, unter $\varnothing = 13$ cm).

Dieser Rechnungsgang verlangt nur die höchst erwünschte plastische Vorstellung und die Kenntnis der Lösung einer quadratischen Gleichung, die zum Handwerkszeug des Ingenieurs gehört, jedenfalls aber ebenso leicht aus jedem Taschenbuch zu entnehmen ist wie die oben angeführte und vom Verfasser aus pädagogischen Gründen abgelehnte undurchsichtige Formel für x.

Das gleiche gilt für die Ermittelung der Betonspannung σ_b, die stets an erste Stelle zu setzen ist, denn der Eisenbetonbalken ist ein Steinbalken, keine Eisenkonstruktion.

An den statischen Momenten ist gezeigt worden, daß unter den gemachten Annahmen der Querschnitt als homogen zu betrachten ist.

Die Biegungsspannung eines homogenen Balkens ist:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M \cdot x}{J}.$$

Rechnerisch wurde $\sigma_b = \dfrac{2\,M}{b \cdot x \cdot \left(h - \dfrac{x}{3}\right)}$ ermittelt.

Trifft die Behauptung der bedingten Homogenität des Eisenbetonquerschnitts zu, so muß

$$J = \frac{b \cdot x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right)$$

sein.

Aus Abb. 99, S. 167 ist abzulesen, daß

$$J = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot F_e (h - x)^2$$

ist, wenn das äquatoriale Trägheitsmoment der Eisenfläche gleich 0 gesetzt wird. Für „schlaffe“ Eiseneinlagen (s. S. 64) trifft diese Voraussetzung zu.

Aus der Gleichung der statischen Momente folgte:

$$n \cdot F_e = \frac{b \cdot x^2}{2\,(h - x)}; \qquad J = \frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b \cdot x^2}{2}(h - x);$$

$$J = \frac{b \cdot x^2}{2}\left(\frac{2}{3}\,x + h - x\right) = \frac{b \cdot x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right).$$

Also: Die Ermittelung von σ_b erfolgt am besten aus der Formel: $\sigma_b = \dfrac{M \cdot x}{J}$, worin $J = \dfrac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot F_e (h - x)^2$ oder einfacher:

$$J = \frac{b \cdot x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) = S \cdot z.$$

Die Benutzung der Beziehung zwischen J, dem Trägheitsmoment, S, dem statischen Moment eines Querschnittsteiles bezogen auf die Nullinie, und z, dem Hebelarm des Momentes der inneren Kräfte $D = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b$ und $Z = F_e \cdot \sigma_e$, ist namentlich für Schätzungsrechnungen sehr bequem und vorteilhaft.

Zur Ermittelung der Eisenspannung σ_e stehen die beiden Wege

$$\sigma_e = \frac{n \cdot \sigma_b \cdot (h - x)}{x} \quad \text{oder} \quad \sigma_e = \frac{M}{F_e \left(h - \frac{x}{3}\right)}$$

zur Verfügung. Sie bieten eine gute Selbstkontrolle für Rechenfehler.

Der Gedanke liegt nahe, auch hier den Vergleich mit der unteren Randspannung des homogenen Querschnittes zu ziehen. Da $\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J}$ ist, so wird:

$$\sigma_e = \frac{n \cdot M (h - x)}{J}.$$

Somit kann der Begriff des Widerstandsmomentes in die Berechnung des Eisenbetonbalkens eingeführt werden.

$$\sigma_b = \frac{M}{W}; \qquad \sigma_e = \frac{n \cdot M}{W'}, \quad \text{wobei} \quad W = \frac{J}{x} \quad \text{und} \quad W' = \frac{J}{h - x} \quad \text{ist.}$$

Mörsch hat in der 5. Auflage seines Buches „Der Eisenbetonbau“ 1920, 1. Teil, S. 261 für einfache Platten eine graphische Darstellung der Widerstandsmomente gegeben.

Unabhängig davon hat sich der Verfasser mit dem Gedanken einer Festlegung von Einheitsquerschnitten für den Eisenbetonbau beschäftigt. Ähnlich wie im Eisenbau die Walzprofile in angemessener Staffelung verwendet werden und deren Widerstandsmomente in Tabellenform zusammengestellt sind, sollten auch praktische Tabellen für Entwurf und Prüfung von Eisenbetonquerschnitten geschaffen werden. Die Erörterung auf der Hauptversammlung des deutschen Betonvereins 1922 rief erhebliche Bedenken gegen die Durchführung hervor. Unter diesen muß die Gefahr der schematischen Anwendung ohne inneres Verstehen der Zusammenhänge als nicht unberechtigt anerkannt werden. Hinzu kommt, daß in der theoretischen Behandlung des Eisenbetonbaues das Widerstandsmoment fast nirgends benutzt wird, so daß das Einleben in diese Rechnungsform nicht bequem ist. Schließlich machte die einsetzende Inflationszeit die Fertigstellung der umfangreichen Rechen- und Zeichenarbeiten aus materiellen Gründen unmöglich. Die Tabellen und Kurventafeln bieten aber so mannigfache Anregungen und Auskünfte auch wirtschaftlicher Art, daß ein kurzer Auszug der Darstellung hier Platz finden möge. Sie umfassen zugleich einfache und doppelte Bewehrung[1]).

Leitende Grundgedanken.

1. Vereinheitlichung und wesentliche Abkürzung des Rechenverfahrens.
2. Einführung eines augenfälligen Vergleichsmaßstabes für die Bewertung der Leistungsfähigkeit der Querschnitte durch übersichtliche Zusammenstellung der „Widerstandsmomente“ in Tabelle und Kurve, und damit Belebung des konstruktiven Empfindens.

---

[1]) Klingenberg, W., Doktor-Dissertation: Wirtschaftliche Querschnittsbemessung im Eisenbetonbau auf Grund der Widerstandsmomente. Hannover 1922.

3. Beseitigung der Verschiedenheit der Arbeitsmethoden bei Entwurf und Prüfung; damit Schaffung einer gemeinsamen Grundlage für Baupraxis und prüfende Behörde.

4. Eintreten für eine praktische Staffelung der Abmessungen in sinngemäßer Anpassung an die Roheit der Belastungsannahmen und die Unsicherheit vieler Voraussetzungen der Rechnung.

5. Nötigenfalls jedoch Möglichkeit der Wahl jedes gewünschten Genauigkeitsgrades durch Interpolieren in der Tabelle und Benutzung der Kurventafel.

6. Organische Zusammenfassung von einfacher und doppelter Bewehrung.

7. Ermittelung der Schubspannungen in einfachster Form aus den Tabellenwerten.

Wegweiser für die Anwendung.

I. Allgemeines. Die Bestimmungen vom 13. I. 16 bilden die Grundlage. Insbesondere:

$n = 15$. § 17,2. Die Tabellen sind mit diesem Wert berechnet.

$n = 10$. § 16,1. Alle Rechnungen mit $n = 10$ können ebenfalls mit Hilfe der Tabellen ausgeführt werden. Der Mehraufwand an Arbeit besteht in einer einmaligen Multiplikation von fe mit 1,5.

Zulässige Spannungen. Die in § 18 aufgeführten σ_b-Werte sind besonders hervorgehoben (50, 40, 35, 30 und 25 kg/cm²). Die Grenzen der σ_e-Werte sind mit 1200 und 750 kg/cm² eingesetzt.

Als maßgebende τ-Werte sind 4 und 14 kg/cm² aufgenommen. § 17,3 und § 18,10.

Breite der Druckplatte von Plattenbalken. § 16,9. In den Tabellen S. 174 sind Querschnitte behandelt, die die zulässigen Abmessungen voll ausnutzen. In den Tabellen S. 174 ist eine Einheitsbreite der Druckplatte von 100 cm zugrunde gelegt. Die W-Werte sind von b linear abhängig, also: abgelesenen Wert mit $\frac{b}{100}$ multiplizieren.

Betondeckung der Eiseneinlagen: gemäß § 9,7.

Der Abstand der Eisen vom Rande — a — mußte festgelegt werden. Für a ist der gewählten Staffelung entsprechend ein praktischer Kleinstwert angenommen. Dabei sind zunächst die Grenzwerte der Bestimmungen, bei größeren Eisenquerschnitten dann praktische Maße bestimmend gewesen. $a_{\min} = 1{,}5$ cm, bei mittleren Höhen $10\,^0/_0$, bei großen Höhen abnehmend bis $7\,^0/_0$ der Höhe. Bei Doppelbewehrung ist $a' = a$ in der gleichen Staffelung in Rechnung gestellt.

II. Rechnungsgang im einzelnen; Beispiele.

1. Grundlage ist die Beziehung zwischen M, W und σ, und zwar:

a) für den Entwurf in der Form $W_{\text{erf.}} = \frac{M}{\sigma_{\text{zul.}}}$,

b) für die Prüfung in der Form $\sigma_{\text{vorh.}} = \frac{M}{W_{\text{vorh.}}}$.

2. Die Widerstandsmomente werden genannt:

a) bezogen auf die Druckzone: W, b) bezogen auf die Zugzone: W'.

3. Die verschiedene Wertigkeit der beiden Baustoffe bedingt, daß

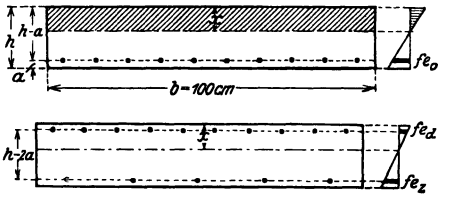
$$W = \frac{M}{\sigma_b} \quad \text{und} \quad W' = \frac{n \cdot M}{\sigma_e} \quad \text{ist.}$$

Tabelle A.

Platten $h = 6$ bis 15 cm; $b = 100$ cm

$W = \frac{M}{\sigma_b}$ (stehende Zahlen);

$W' = \frac{15 \cdot M}{\sigma_e}$ (liegende Zahlen)



Widerstandsmomente

$\sigma_e : \sigma_b =$																
			1200	22	27	33	37,5	40	42	44	46	48	50	54	57,5	66	75
			1000	18	23	27,5	31	33	35	37	38,5	40	42	45	48	55	62,5
			900	16,5	21	25	28	30	31,5	33	35	36	37,5	40	43	50	56
			750	13	17,5	20	22	23	25	26	27	28	30	31,5	33,5	39	44
h	$h-a$	Gew.	$\mu =$	0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	1,25	1,5
* 6	4,5	144		204	239	267	289	299	308	317	324	332	339	352	365	390	410
				56	*83*	*110*	*136*	*149*	*161*	*174*	*187*	*199*	*212*	*237*	*262*	*322*	*382*
7	5,5	168		303	357	398	432	447	460	473	485	496	507	526	544	582	613
				84	*124*	*164*	*203*	*222*	*241*	*260*	*279*	*298*	*317*	*354*	*391*	*482*	*571*
* 8	6,5	192		425	499	556	603	624	642	661	678	693	708	735	760	813	856
				118	*173*	*229*	*283*	*310*	337	*363*	390	*416*	*442*	*494*	*546*	*673*	*798*
9	7,5	216		566	664	740	802	834	856	880	902	923	942	979	1012	1082	1139
				157	*231*	*305*	*377*	*415*	*448*	*484*	*519*	*554*	*589*	*658*	*726*	*896*	*1062*
*10	8,3	240		693	817	906	983	1017	1048	1077	1105	1130	1154	1198	1239	1325	1395
				192	*284*	*373*	*462*	*505*	*549*	*592*	*635*	*678*	*721*	*805*	*889*	*1097*	*1301*
11	9	264		814	956	1066	1156	1196	1231	1267	1299	1329	1357	1409	1457	1557	1640
				225	*333*	*439*	*543*	*594*	*645*	*696*	*747*	*797*	*848*	*947*	*1046*	*1289*	*1529*
*12	10	288		1005	1181	1316	1427	1476	1522	1564	1604	1641	1675	1739	1798	1923	2025
				278	*411*	*542*	*670*	*733*	*797*	*860*	*922*	*984*	*1046*	*1169*	*1291*	*1592*	*1888*
13	11	312		1217	1429	1592	1726	1786	1841	1892	1941	1985	2027	2106	2176	2327	2451
				337	*498*	*655*	*811*	*888*	*964*	*1040*	*1116*	*1191*	*1266*	*1415*	*1562*	*1926*	*2285*
*14	12	336		1449	1700	1895	2054	2125	2192	2252	2309	2363	2413	2506	2590	2769	2916
				401	*592*	*780*	*965*	*1056*	*1148*	*1238*	*1328*	*1418*	*1507*	*1684*	*1859*	*2292*	*2719*
15	13	360		1699	1995	2223	2412	2495	2572	2643	2711	2772	2833	2942	3040	3253	3422
				470	*695*	*915*	*1133*	*1240*	*1347*	*1453*	*1559*	*1663*	*1769*	*1977*	*2182*	*2693*	*3191*
$Q_4 = k_1 (h-a)$; $k_1 =$				375	366	361	357	356	354	353	351	350	349	346	344	340	336
$Q_{14} = k_2 (h-a)$; $k_2 =$				1303	1279	1264	1251	1244	1239	1235	1230	1225	1221	1212	1205	1188	1175

Eisenquerschnitte in cm²

h	$h-a$	Gew.														
													4,00	3,28	2,94
													0,58	*0,72*	*0,85*
6	4,5	144	0,90	1,35	1,80	2,25	2,48	2,70	2,93	3,15	3,38	3,60	4,05	4,50	5,63	6,75
										3,20	3,03	2,91	2,74	2,61	2,45	2,35
										0,47	*0,50*	*0,53*	*0,59*	*0,65*	*0,81*	*0,95*
7	5,5	168	1,10	1,65	2,20	2,75	3,03	3,30	3,58	3,85	4,13	4,40	4,95	5,50	6,88	8,25
							2,73	2,61	2,50	2,46	2,40	2,36	2,30	2,27	2,21	2,19
							0,42	*0,45*	*0,48*	*0,52*	*0,56*	*0,59*	*0,66*	*0,73*	*0,90*	*1,06*
8	6,5	192	1,30	1,95	2,60	3,25	3,58	3,90	4,23	4,55	4,88	5,20	5,85	6,50	8,13	9,75
							2,34	2,28	2,24	2,22	2,20	2,18	2,16	2,15	2,16	2,17
							0,46	*0,50*	*0,54*	*0,58*	*0,62*	*0,66*	*0,73*	*0,81*	*1,00*	*1,18*
9	7,5	216	1,50	2,25	3,00	3,75	4,13	4,50	4,88	5,25	5,63	6,00	6,75	7,50	9,38	11,25
							2,68	2,61	2,58	2,55	2,52	2,50	2,47	2,45	2,45	2,47
							0,51	*0,56*	*0,60*	*0,65*	*0,69*	*0,73*	*0,82*	*0,90*	*1,11*	*1,32*
10	8,3	240	1,66	2,49	3,32	4,15	4,57	4,98	5,40	5,81	6,23	6,64	7,47	8,30	10,38	12,45
							3,45	3,31	3,25	3,17	3,10	3,06	3,00	2,97	2,92	2,90
							0,57	*0,62*	*0,66*	*0,72*	*0,76*	*0,81*	*0,90*	*1,00*	*1,23*	*1,46*
11	9	264	1,80	2,70	3,60	4,50	4,95	5,40	5,85	6,30	6,75	7,20	8,10	9,00	11,25	13,50
							3,09	3,03	3,00	2,96	2,93	2,92	2,89	2,88	2,88	2,88
							0,61	*0,67*	*0,72*	*0,77*	*0,82*	*0,88*	*0,98*	*1,08*	*1,33*	*1,57*
12	10	288	2,00	3,00	4,00	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	9,00	10,00	12,50	15,00
							2,93	2,89	2,87	2,87	2,86	2,85	2,85	2,86	2,88	2,91
							0,66	*0,72*	*0,77*	*0,83*	*0,89*	*0,94*	*1,05*	*1,16*	*1,43*	*1,69*
13	11	312	2,20	3,30	4,40	5,50	6,05	6,60	7,15	7,70	8,25	8,80	9,90	11,00	13,75	16,50
							2,85	2,84	2,84	2,83	2,84	2,84	2,85	2,88	2,93	2,97
							0,71	*0,77*	*0,83*	*0,89*	*0,95*	*1,01*	*1,12*	*1,24*	*1,53*	*1,81*
14	12	336	2,40	3,60	4,80	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00	9,60	10,80	12,00	15,00	18,00
							2,82	2,82	2,83	2,84	2,85	2,87	2,89	2,92	2,99	3,04
							0,76	*0,82*	*0,88*	*0,95*	*1,01*	*1,07*	*1,20*	*1,32*	*1,63*	*1,94*
15	13	360	2,60	3,90	5,20	6,50	7,15	7,80	8,45	9,10	9,75	10,40	11,70	13,00	16,25	19,50
$x = c(h-a)$; $c =$			0,2168	0,2584	0,2916	0,3195	0,332	0,3437	0,3547	0,3651	0,375	0,3844	0,4019	0,418	0,4529	0,4825

Doppelbewehrung. { Stehende Zahlen Abb. fe_d (2,50) / Liegende „ „ fe_z (0,73) } bedeuten den Eisenzuwachs in cm² für je 10% Zunahme der Widerstandsmomente.

Einfache Bewehrung. Fette Zahlen Abb. fe_0 (6,64) bedeuten den Eisenquerschnitt in cm².

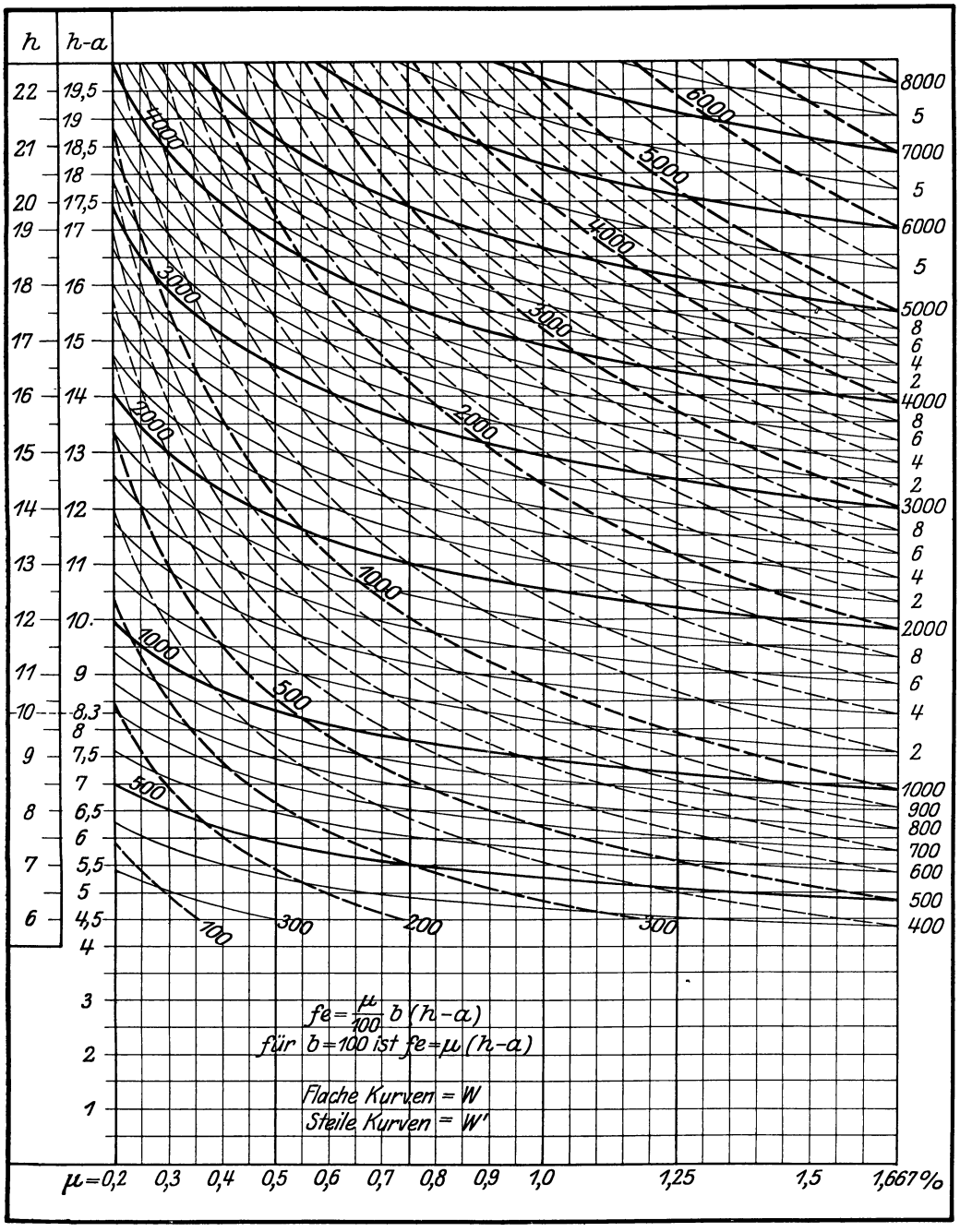


Abb. 102. Kurven der Widerstandsmomente.

Zu

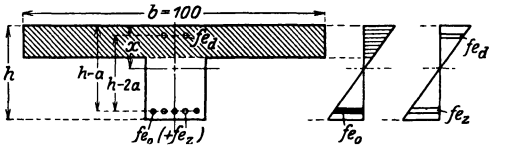
Zusammenstellung 87.

Tabelle B.

Plattenbalken $d = 10$ cm; $h = 24$ bis 50 cm; $b = 100$ cm

$W = \frac{M}{\sigma_b}$ (stehende Zahlen);

$W' = \frac{15 \cdot M}{\sigma_e}$ (liegende Zahlen)



Widerstandsmomente

$\sigma_e : \sigma_b =$															
1200		22	27	33	37,5	40	42	44	46	48	50	54	57,5	66	75
1000		18	23	27,5	31	33	35	37	38,5	40	42	45	48	55	62,5
900		16,5	21	25	28	30	31,5	33	35	36	37,5	40	43	50	56
750		13	17,5	20	22	23	25	26	27	28	30	31,5	33,5	39	44
h	$h-a$	$\mu =$ 0,2	0,3	0,4	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	1,25	1,5
24	21,5	4649 *1287*	5458 *1901*	6082 *2504*	6596 *3098*	6825 *3392*	7035 *3684*	7229 *3974*	7413 *4263*	7583 *4550*	7744 *4836*	8041 *5404*	8313 *5968*	8887 *7357*	9353 *8721*
26	23	5317 *1472*	6247 *2176*	6959 *2865*	7547 *3545*	7809 *3881*	8050 *4216*	8273 *4548*	8485 *4879*	8678 *5207*	8864 *5535*	9203 *6185*	9514 *6830*	10162 *8412*	10639 *9920*
28	25	6282 *1739*	7378 *2570*	8225 *3386*	8916 *4188*	9227 *4586*	9511 *4981*	9773 *5373*	10024 *5764*	10253 *6152*	10472 *6539*	10873 *7307*	11250 *8076*	11906 *9856*	12402 *11564*
30	27	7330 *2029*	8607 *2998*	9592 *3949*	10400 *4885*	10762 *5349*	12094 *5810*	11400 *6267*	11691 *6723*	11960 *7176*	12205 *7622*	12624 *8484*	13002 *9334*	13683 *11327*	14200 *13240*
32	28,5	8168 *2261*	9589 *3340*	10688 *4400*	11588 *5443*	11992 *5960*	12360 *6473*	12704 *6984*	13009 *7481*	13288 *7973*	13535 *8452*	13965 *9385*	14338 *10293*	15044 *12454*	15564 *14512*
34	30,5	9353 *2589*	10970 *3821*	12240 *5039*	13272 *6234*	13716 *6817*	14132 *7401*	14483 *7962*	14797 *8509*	15078 *9047*	15338 *9578*	15774 *10601*	16150 *11594*	16881 *13974*	17408 *16231*
36	32,5	10621 *2940*	12472 *4344*	13896 *5721*	15056 *7072*	15529 *7718*	15941 *8348*	16300 *8961*	16616 *9555*	16901 *10141*	17161 *10716*	17602 *11829*	17989 *12914*	18731 *15506*	19267 *17965*
38	34	11621 *3217*	13649 *4754*	15210 *6262*	16408 *7707*	16897 *8398*	17312 *9066*	17672 *9715*	17990 *10345*	18278 *10967*	18543 *11579*	18991 *12763*	19386 *13917*	20128 *16662*	20671 *19274*
40	36	13030 *3607*	15302 *5330*	17022 *7008*	18236 *8565*	18716 *9302*	19150 *10029*	19520 *10731*	19840 *11409*	20139 *12084*	20407 *12743*	20856 *14016*	21256 *15259*	22007 *18218*	22560 *21035*
45	41	16899 *4678*	19793 *6894*	21633 *8906*	22882 *10748*	23367 *11614*	23811 *12470*	24200 *13304*	24530 *14106*	24832 *14900*	25102 *15675*	25573 *17186*	25981 *18651*	26758 *22151*	27319 *25472*
50	46	21274 *5889*	24449 *8516*	26335 *10842*	27605 *12966*	28108 *13970*	28564 *14959*	28949 *15915*	29288 *16842*	29597 *17759*	29874 *18655*	30349 *20396*	30773 *22091*	31560 *26126*	32136 *29964*

Eisenquerschnitte

24	21,5	**4,30**	**6,45**	**8,60**	**10,75**	3,68 *1,19* **11,83**	3,73 *1,29* **12,90**	3,77 *1,39* **13,98**	3,81 *1,49* **15,05**	3,85 *1,59* **16,13**	3,90 *1,69* **17,20**	3,97 *1,89* **19,35**	4,05 2,09 **21,50**	4,22 *2,58* **26,88**	4,32 *3,06* **32,21**
26	23	**4,60**	**6,90**	**9,20**	**11,50**	4,28 *1,29* **12,65**	4,32 *1,41* **13,80**	4,36 *1,52* **14,95**	4,40 *1,63* **16,10**	4,44 *1,74* **17,25**	4,48 *1,84* **18,40**	4,55 *2,06* **20,70**	4,61 *2,27* **23,00**	4,75 *2,80* **28,70**	4,85 *3,30* **34,16**
28	25	**5,00**	**7,50**	**10,00**	**12,50**	4,38 *1,39* **13,75**	4,43 *1,50* **15,00**	4,48 *1,62* **16,25**	4,52 *1,74* **17,50**	4,56 *1,86* **18,75**	4,61 *1,98* **20,00**	4,66 *2,21* **22,50**	4,81 *2,44* **24,95**	4,91 *2,99* **30,82**	5,00 *3,50* **36,40**
30	27	**5,40**	**8,10**	**10,80**	**13,50**	4,49 *1,48* **14,85**	4,55 *1,61* **16,20**	4,60 *1,74* **17,55**	4,65 *1,86* **18,90**	4,71 *1,99* **20,25**	4,77 *2,12* **21,57**	4,81 *2,35* **24,15**	4,85 2.59 **26,65**	5,03 *3,14* **32,62**	5,12 *3,68* **38,31**
32	28,5	**5,70**	**8,55**	**11,40**	**14,25**	5,07 *1,59* **15,68**	5,12 *1,73* **17,10**	5,17 *1,86* **18,52**	5,22 *1,99* **19,91**	5,28 *2,13* **21,29**	5,31 *2,25* **22,63**	5,36 *2,49* **25,24**	5,40 *2,74* **27,77**	5,51 *3,33* **33,82**	5,57 *3,87* **39,57**
34	30,5	**6,10**	**9,15**	**12,20**	**15,25**	5,18 *1,68* **16,77**	5,23 *1,83* **18,26**	5,27 *1,97* **19,71**	5,33 *2,10* **21,12**	5,36 *2,23* **22,51**	5,39 *2,36* **23,88**	5,45 *2,62* **26,52**	5,49 *2,86* **29,08**	5,58 *3,45* **35,22**	5,64 *4,01* **41,05**
36	32,5	**6,50**	**9,75**	**13,00**	**16,23**	5,29 *1,78* **17,78**	5,33 *1,92* **19,29**	5,37 *2,06* **20,75**	5,42 *2,19* **22,18**	5,46 *2,33* **23,59**	5,50 *2,47* **24,97**	5,54 *2,73* **27,64**	5,56 *2,98* **30,24**	5,65 *3,57* **36,45**	5,71 *4,13* **42,35**
38	34	**6,80**	**10,20**	**13,60**	**16,89**	5,81 *1,86* **18,46**	5,84 *2,01* **19,98**	5,88 *2,16* **21,46**	5,90 *2,30* **22,89**	5,92 *2.44* **24,31**	5 93 *2,57* **25,70**	5,96 *2,84* **28,40**	6,00 *3,09* **31,02**	6,04 *3,71* **37,27**	6,06 *4,28* **43,22**
40	36	**7,20**	**10,80**	**14,37**	**17,69**	5,87 *1,94* **19,27**	5,90 *2,09* **20,81**	5,93 *2,24* **22,30**	5,94 *2,38* **23,75**	5,96 *2,52* **25,19**	5,98 *2,65* **26,59**	6,02 *2,92* **29,31**	0,06 3,18 **31,95**	6,09 *3,80* **38,27**	6,13 *4,39* **44,28**
45	41	**8,20**	**12,26**	**15,96**	**19,35**	5,96 *2,09* **20,96**	5,99 *2,24* **22,53**	6,02 *2,40* **24,05**	6,03 *2,54* **25,53**	6,05 *2,68* **26,99**	6,06 *2,83* **28,42**	6,10 *3,10* **31,20**	6,13 *3,37* **33,89**	6,15 *3,99* **40,33**	6,19 *4,60* **46,46**
50	46	**9,20**	**13,45**	**17,21**	**20,65**	6,03 *2,22* **22,28**	6,07 *2,38* **23,87**	6,10 *2,53* **25,42**	6,10 *2,67* **26,92**	6,11 *2,82* **28,41**	6,13 *2,96* **29,86**	6,15 *3,24* **32,67**	6,17 3,51 **35,41**	6,20 *4,15* **41,95**	6,23 *4,76* **48,17**
$x = c\,(h-a)$; $c =$		0,2168	0,2583	0,2916	0,3195	0,332	0,3437	0,3547	0,3651	0,375	0,3844	0,4019	0,4179	0,4529	0,4825

Doppelbewehrung. { Stehende Zahlen Abb. fe_d (3,68) / Liegende „ „ fe_z (1,19) } bedeuten den Eisenzuwachs in cm² für je 10% Zunahme der Widerstandsmomente.

Einfache Bewehrung, Fette Zahlen Abb. fe_0 (11,83) bedeuten den Eisenquerschnitt in cm².

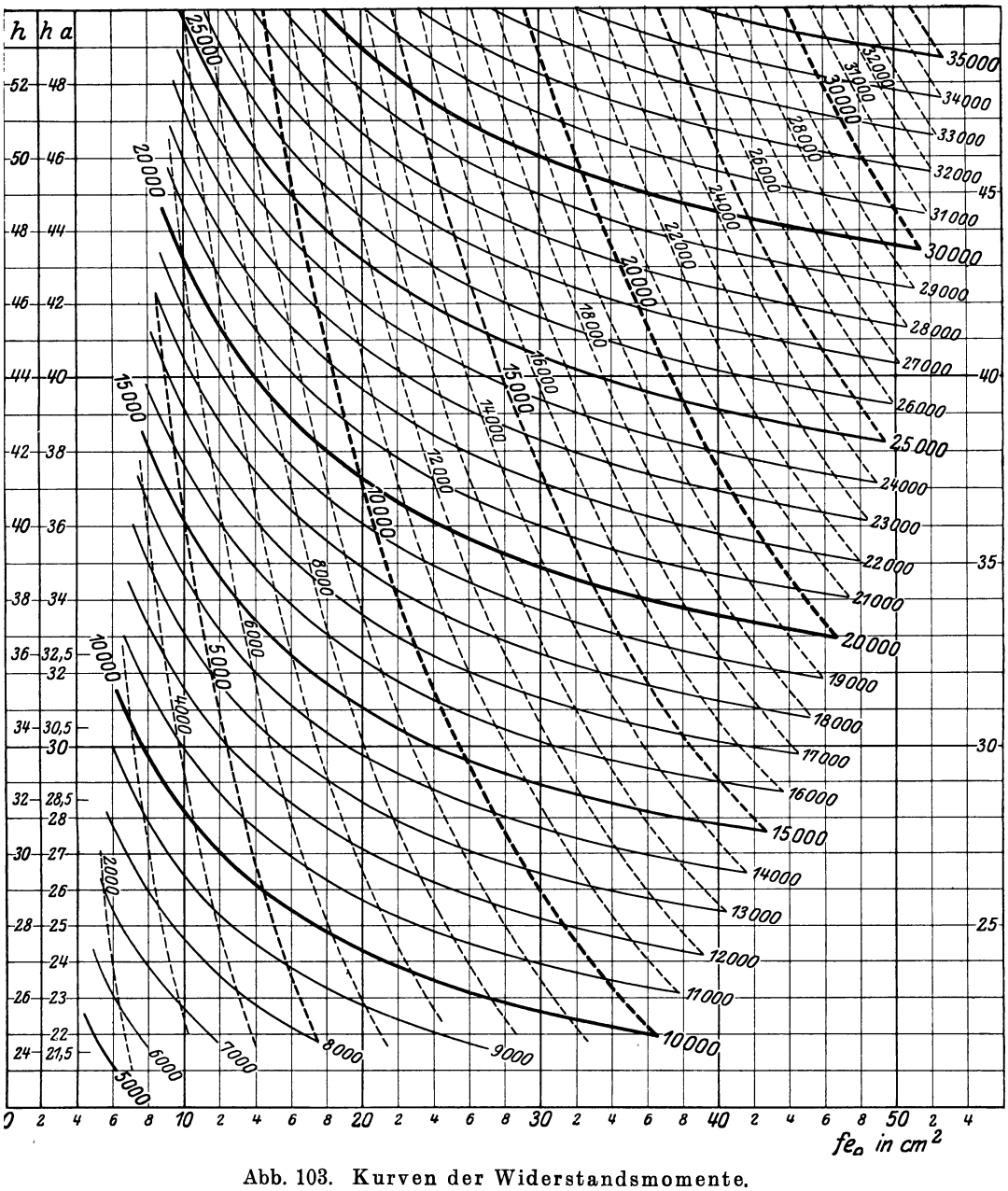


Abb. 103. Kurven der Widerstandsmomente.

Zu

Zusammenstellung 88.

4. In den Tabellen (Zusammenstellungen 87/88, S. 172/174) stehen W (stehende Zahlen) und W' (liegende Zahlen) als Doppelwerte untereinander. In den Kurventafeln (Abb. 102/103) sind die W-Linien ausgezogen, die W'-Linien gestrichelt. Unter diesen Doppelwerten ist nun einer auszusuchen, der mindestens die erforderlichen Größen hat und ihnen möglichst nahekommt. Mehrere Lösungen sind möglich; aber nur eine nutzt beide vorgeschriebenen Spannungen voll aus. Der zugehörige Querschnitt heißt der „harmonische". Auf der Kurventafel ist der harmonische Querschnitt durch den Schnittpunkt der W- und W'-Linie gekennzeichnet.

5. Eisenquerschnitt.

a) Einfache Bewehrung. Der Eisenquerschnitt fe_0 wird aus der unteren Tabellenhälfte in der fettgedruckten Zahl abgelesen.

b) Doppelbewehrung. h ist festgelegt, damit auch für einfache Bewehrung: W_0, W_0' und fe_0, die kleiner sind als W_{erf}, $W'_{\text{erf.}}$ und fe. Die Restwerte $W_{\text{erf.}} - W_0$ und $W'_{\text{erf.}} - W_0'$ werden durch die Eisenquerschnitte fe_z (Zusatz in der Zugzone) und fe_d (Druckbewehrung) gebildet.

Die Tabelle enthält die Eisenquerschnitte fe_z und fe_d in Quadratzentimetern, die für jede Vermehrung der Widerstandsmomente W_0 bzw. W_0' um $10\,^0/_0$ hinzuzufügen sind.

6. Beim Entwerfen (Zusammenstellung 87) geschieht folgendes:

a) Aus der Spannungsübersicht (Kopf der Tabellen) wird die senkrechte Spalte der W-Werte festgelegt. Z. B. $\sigma_e : \sigma_b = 1000 : 40$; Spalte $\mu = 0{,}75$.

b) In dieser Spalte wird der nächsthöhere Doppelwert abgelesen,

$$\text{z. B. } M = 32\,000 \text{ cmkg}; \quad \sigma_e = 1000, \quad \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Erforderliche Widerstandsmomente:

$$W_{\text{erf.}} = \frac{32\,000}{40} = 800 \text{ cm}^3; \qquad W'_{\text{erf.}} = \frac{15 \cdot 32\,000}{1000} = 480 \text{ cm}^3.$$

Mit Absicht ist das Beispiel in bezug auf die Staffelung der Tabellen möglichst **ungünstig** gewählt.

In Spalte $\mu = 0{,}75$ wird bei $h = 9$ cm und $(h - a) = 7{,}5$ cm gefunden:

$$\boldsymbol{W = 923 \text{ cm}^3} \quad \text{und} \quad \boldsymbol{W' = 554 \text{ cm}^3}.$$

Die untere Tabelle liefert $fe = 5{,}63$ cm². Wird dieser Querschnitt ohne weiteres genommen, so ergeben sich $\sigma_b = 34{,}7$ und $\sigma_e = 866$ kg/cm². Die Abweichung von den zulässigen σ-Werten 1000 und 40 ist eine Folge der Staffelung. Ihre praktische Bedeutung ist in der folgenden Kritik erörtert. Sie kann vermieden werden durch:

α) Interpolation innerhalb der Spalte. (Beibehaltung eines „harmonischen Querschnittes".) Dies ergibt:

$$(h - a) = 6{,}5 + 0{,}46 = 6{,}96 \text{ cm}. \qquad a = \text{min. } 1{,}5; \; h = 8{,}46 \text{ cm}.$$

$$fe \text{ wird } 4{,}88 + 0{,}34 = 5{,}22 \text{ cm}^2.$$

β) Durch Abrunden von h nach oben und Verringerung der Bewehrung (volle Eisenausnutzung).

In der zugehörigen h-Reihe wird der niedrigste, noch ausreichende W'-Wert gewählt. (Beispiel $h = 9$; $W' = 484$, Spalte $\mu = 0{,}65$.) W ist dann größer als $W_{\text{erf.}}$ (880 gegen 800). Also wird $\sigma_{b\,\text{zul.}}$ nicht erreicht (37 gegen 40). Unten in der Tabelle wird $fe = 4{,}88$ cm² abgelesen.

γ) Durch Abrunden von h nach unten und Vermehrung der Bewehrung (volle Betonausnutzung).

In der zugehörigen h-Reihe wird der niedrigste, noch ausreichende W-Wert gewählt (Beispiel $h = 8$; $W = 813$, Spalte $\mu = 1{,}25$). W' ist dann größer als $W'_{\text{erf.}}$ (673 gegen 480). Also wird $\sigma_{e\,\text{zul.}}$ nicht erreicht (720 gegen 1000). Unten in der Tabelle wird $fe = 8{,}13$ cm² abgelesen. Kritik der 4 Fälle:

1. Erste Ablesung 2. Interpolation
3. Eisenausnutzung 4. Betonausnutzung

} Die Werte sind in der folgenden Zusammenstellung 89 eingestragen.

Zusammenstellung 89. Kritik der 4 Fälle.

Fall	Erforderlich		Zul. Spannung	Querschnitt		Widerstandsmomente		Spannungen	
	W	W'	kg/cm²	h cm	fe cm²	W	W'	σ_b	σ_e
1	800	480	1000 : 40	9,0	5,63	923	554	34,7	866
2				8,46	5,22	800	480	40,0	1000
3				**9,0**	**4,88**	880	484	37,0	999
4				8,0	8,13	813	673	39,5	720

Auf dem bisher üblichen Rechnungswege würde Fall 2 gefunden sein. Fall 3 wird für die beste Lösung in praktischem Sinne gehalten. Die Benutzung der Tabellen ermöglicht eine schnelle, übersichtliche und zuverlässige Wahl des besten Querschnittes.

7. Beim Prüfen ist, wenn dies Rechenverfahren angewendet wird, nur die Kontrolle nötig, ob die erforderlichen Widerstandsmomente vorhanden sind.

8. Doppelbewehrung. Erläuterung des Verfahrens ist unter 5 gegeben.

Beispiel: $M = 65\,000$ cmkg; $h = 10$ cm;

zulässige Spannungen $\sigma_e = 1200$; $\sigma_b = 50$ kg/cm².

Erforderliche Widerstandsmomente:

$$W_{\text{erf.}} = \frac{65\,000}{50} = 1300 \text{ cm}^3; \qquad W'_{\text{erf.}} = \frac{15 \cdot 65\,000}{1200} = 813 \text{ cm}^3.$$

Benutzt wird Tabelle A. In Spalte $\mu = 0{,}8$ (1200/50) wird für einfache Bewehrung abgelesen: $W_0 = 1154$ cm³; $W_0' = 721$ cm³; $fe_0 = 6{,}64$ cm².

Das Verhältnis von $\frac{W_{\text{erf.}}}{W_0}$ oder $\frac{W'_{\text{erf.}}}{W_0'}$ ist: $\frac{1300}{1154} = \left(\frac{813}{721}\right) = 1{,}13 = 113\,\%$.

$13\,\%$ der Widerstandsmomente W_0 und W_0' müssen also durch hinzuzufügende Zug- und Druckeisen gebildet werden.

Nach der unteren Tabelle ist für je $10\,\%$ Zunahme $fe_d = 2{,}50$, $fe_z = 0{,}73$ cm². Die Eisenbewehrung setzt sich also wie folgt zusammen:

$$\text{Druckzone:} \quad fe_d = \frac{13}{10} \cdot 2{,}50 = \ldots\ldots \quad 3{,}25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zugzone:} \quad \left\{ \begin{array}{l} fe_z = \frac{13}{10} \cdot 0{,}73 = 0{,}95 \text{ cm}^2 \\ fe_0 = \ldots\ldots 6{,}64 \text{ „} \end{array} \right\} \quad 7{,}59 \text{ „}$$

$$\text{Zusammen } 10{,}84 \text{ cm}^2.$$

Die Frage, ob statt der Doppelbewehrung die reine Vermehrung der Zugeisen wirtschaftlicher ist, wird aus der Tabelle sofort beantwortet. In der Reihe $h = 10$ wird der W-Wert gesucht, der am nächsten oberhalb $W_{\text{erf.}}$ liegt,

und zwar in Spalte $\mu = 1{,}25$, $W = 1325$ cm³. Hierzu gehört $fe_0 = 10{,}38$ cm², also in diesem Falle weniger als bei Doppelbewehrung (10,84 cm²). Die Spannungen sind $\sigma_e = 890$; $\sigma_b = 49{,}2$ kg/cm². Die Vereinigung von einfacher und doppelter Bewehrung in übersichtlichster Form auf einer Seite kann bei dem bisher üblichen Verfahren nicht erreicht werden.

9. Schubspannungen. Auch die Ermittelung der Schubspannungen läßt sich mit Hilfe der Tabellen in denkbar einfachster Weise ausführen. Der Rechnungsvorgang gründet sich auf folgende Beziehungen:

$$\tau = \frac{Q}{b \cdot z}; \quad M = \underbrace{fe\,\sigma_e}\cdot z = \frac{\sigma_e \cdot W'}{n}; \quad \text{daraus} \quad z = \frac{W'}{n\,fe}, \quad \text{also} \quad \tau = \frac{Q \cdot n \cdot fe}{b\,W'}.$$

Bekannt sind Q, n und b.

Aus der Tabelle sind entnommen W' und fe. In den Tabellen für Platten ist in jeder Spalte die Querkraft Q in der Form $k \cdot (h - a)$ angegeben, der eine Schubspannung $\tau = 4$ kg/cm² entspricht. Damit ist sofort festzustellen, ob und von welcher Stelle an Schubbewehrung nötig ist.

Tabelle B (Zusammenstellung 88) und Abb. 103 zeigen die Anwendung des Grundsatzes auf eine Reihe von Plattenbalken (Plattenstärke $d = 10$ cm; $b = 100$ cm; $h = 24$ bis 50 cm) mit einfacher und doppelter Bewehrung.

Der Inhalt eines solchen Tabellenwerkes würde etwa umfassen:

Tabellen und Kurventafeln für Widerstandsmomente.

a) **Platten**; $d = 6 \div 50$ cm in 28 Staffeln — $b = 100$ cm — Einfach und doppelt bewehrt — 3 Tabellen und 3 Kurventafeln.

b) **Balken** (Rechteckquerschnitte); Einteilung nach $b = 12 \div 50$ cm in 20 Staffeln — $h = 12 \div 100$ cm, Staffeln der Breite entsprechend — Einfach und doppelt bewehrt — 20 Tabellen — Kurven siehe unter a.

c) **Plattenbalken.**

1. Mit voller Ausnutzung der Plattenbreite nach den amtlichen Vorschriften, $d = 6 \div 12$ cm in 4 Staffeln — $b \leqq 16\,d \leqq 8\,b' \leqq 4\,h$ — $h = 14 \div 100$ cm in je 21 Staffeln für jede Plattenstärke — Einfach und doppelt bewehrt — $4 \cdot 2 = 8$ Tabellen — Kurven unter c, 2.

2. Mit einer Rechnungs-Plattenbreite $b = 100$ cm (Rippenabstand $< b_{\max}$ nach den Vorschriften),
$d = 8 \div 24$ cm in 9 Staffeln — $h = 20 \div 140$ cm in je 21 Staffeln für jede Plattenstärke — Einfach und doppelt bewehrt — $9 \cdot 2 = 18$ Tabellen und 12 Kurventafeln.

d) **Plattenbalken**, mit Berücksichtigung der Zugspannungen des Betons, unter Hauptbahngleisen (Vorschr. 1916, § 17,5). 8 Tabellen.

Zu einem ähnlichen Ziele führt für die einfache Bewehrung folgende Überlegung. Die Gleichung der statischen Momente liefert:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot F_e (h - x).$$

Das Maß der Bewehrung wird durch die „Bewehrungsziffer" $\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ ausgedrückt, und zwar meist in Prozenten. Der reziproke Wert: $m = \frac{b \cdot h}{F_e}$ wird ebenfalls verwendet. Die Gleichung $\frac{x^2}{2} = \frac{n \cdot h}{m}(h - x)$ liefert für gegebene

Werte von m die Beziehung $x = \alpha \cdot h$. Damit wird:

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{1}{\alpha(3-\alpha)} \cdot \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad \text{oder} \quad \frac{1}{\alpha(3-\alpha)} \cdot \frac{M}{W_0};$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{m}{2 \cdot (3-\alpha)} \cdot \frac{M}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \quad \text{oder} \quad \frac{m}{2 \cdot (3-\alpha)} \cdot \frac{M}{W_0}.$$

W_0 ist das Widerstandsmoment des Betonnutzquerschnittes. Die Praxis hat hierfür Tabellen aufgestellt, die die Spannungen als Funktionen von $\frac{M}{b \cdot h^2}$ geben. Die Zahl 6 ist also in den Koeffizienten genommen.

$$x = \alpha h; \qquad \sigma_b = \beta \cdot \frac{M}{b \cdot h^2}: \qquad \sigma_e = \gamma \cdot \frac{M}{b \cdot h^2}.$$

Zusammenstellung 90. Koeffizienten für x, σ_b und σ_e.

$m = \frac{b \cdot h}{F_e}$	x (in cm)	σ_b (kg/cm²)	σ_e (kg/cm²)
100	$0{,}418 \cdot h$	$5{,}561 \cdot \frac{M}{b \cdot h^2}$	$116{,}2 \cdot \frac{M}{b \cdot h^2} = 20{,}894 \cdot \sigma_b$
105	0,410 „	5,645 „	121,6 „ = 21,548 „
110	0,403 „	5,728 „	127,1 „ = 22,186 „
115	0,397 „	5,810 „	132,5 „ = 22,810 „
120	0,390 „	5,890 „	138,0 „ = 23,423 „
125	0,384 „	5,968 „	143,4 „ = 24,024 „
130	0,379 „	6,045 „	148,8 „ = 24,612 „
135	0,373 „	6,120 „	154,2 „ = 25,191 „
140	0,368 „	6,195 „	159,6 „ = 25,760 „
145	0,363 „	6,268 „	165,0 „ = 26,320 „
150	0,358 „	6,340 „	170,3 „ = 26,870 „
155	0,354 „	6,411 „	175,7 „ = 27,411 „
160	0,349 „	6,480 „	181,1 „ = 27,943 „
165	0,345 „	6,549 „	186,4 „ = 28,468 „
170	0,341 „	6,617 „	191,8 „ = 28,987 „
175	0,337 „	6,684 „	197,2 „ = 29,496 „
180	0,333 „	6,750 „	202,5 „ = 30,000 „
185	0,330 „	6,816 „	207,9 „ = 35,497 „
190	0,326 „	6,878 „	213,1 „ = 30,987 „
195	0,323 „	6,943 „	218,5 „ = 31,471 „
200	0,319 „	7,008 „	223,9 „ = 31,949 „
205	0,316 „	7,068 „	229,2 „ = 32,422 „
210	0,313 „	7,130 „	234,5 „ = 32,889 „
215	0,310 „	7,190 „	239,8 „ = 33,350 „
220	0,307 „	7,250 „	245,1 „ = 33,807 „
225	0,305 „	7,309 „	250,4 „ = 34,259 „
230	0,302 „	7,368 „	255,7 „ = 34,706 „
235	0,299 „	7,427 „	261,0 „ = 35,146 „
240	0,297 „	7,484 „	266,3 „ = 35,584 „
245	0,294 „	7,542 „	271,6 „ = 36,017 „
250	0,292 „	7,598 „	276,9 „ = 36,445 „
255	0,289 „	7,654 „	282,2 „ = 36,871 „
260	0,287 „	7,709 „	287,5 „ = 37,292 „
265	0,285 „	7,764 „	292,8 „ = 37,708 „
270	0,282 „	7,819 „	298,1 „ = 38,121 „
275	0,280 „	7,873 „	303,3 „ = 38,529 „

Eine ähnliche, auf $m = 25$ bis 1000 sich erstreckende Tabelle findet sich im „Saliger", 5. Aufl. 1925, S. 213—215.

Einfluß wechselnder Bewehrungsziffer. Der Einfluß der Bewehrungsziffer μ auf die Spannungsverhältnisse eines einfach bewehrten Betonbalkens

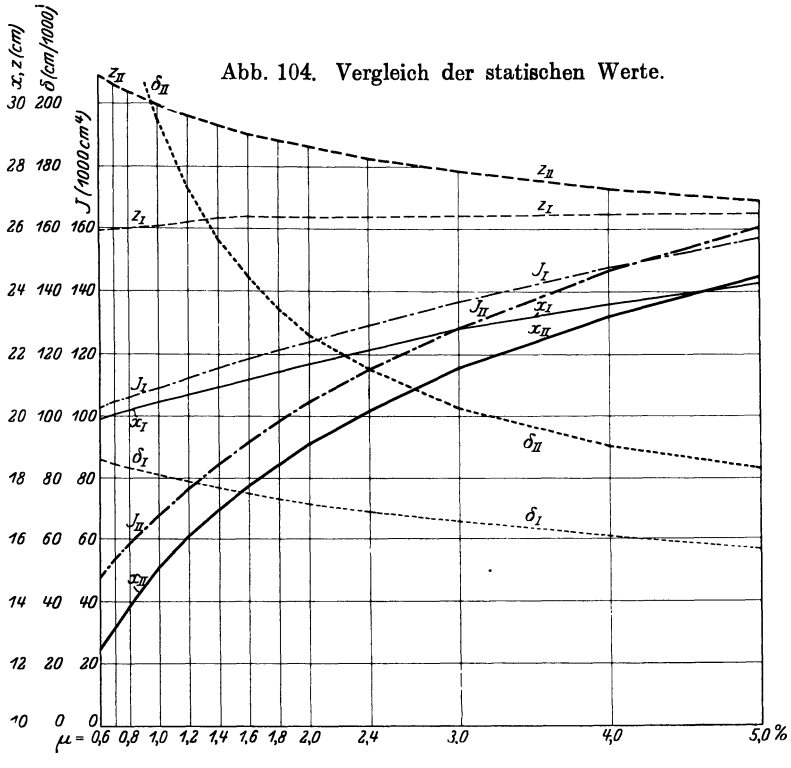


Abb. 104. Vergleich der statischen Werte.

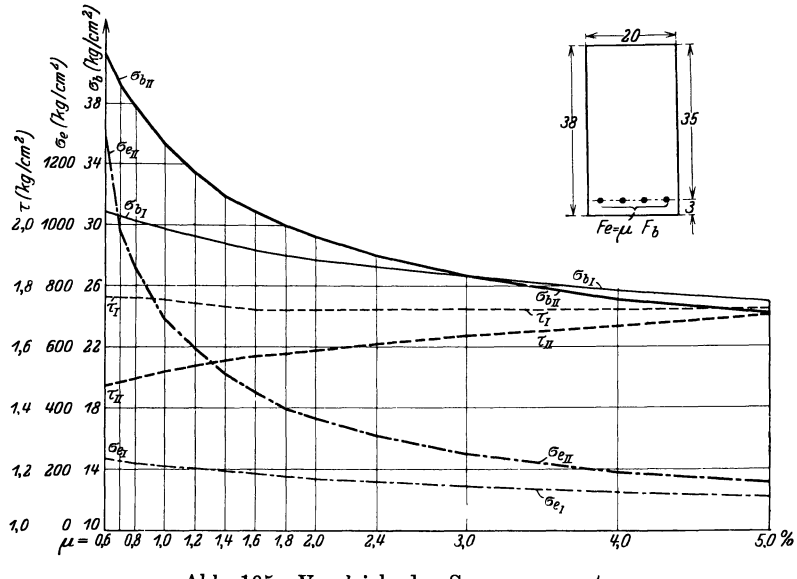


Abb. 105. Vergleich der Spannungswerte.

sei an einem Beispiel gezeigt, bei dem absichtlich aus pädagogischen Gründen mit der Bewehrung von 0,6 an aufwärts bis über die üblichen und wirtschaftlich zweckmäßigen Werte hinausgegangen wurde, nämlich bis $\mu = 5\,^0/_0$. (Abb. 104 und 105.)

Die Bewehrungsziffer ist, wie auch in dem Entwurf für die jetzt gültigen Bestimmungen angegeben war, auf den vollen Betonquerschnitt bezogen, während die Bestimmungen vom 13. Januar 1916 die Beziehung auf den Nutzquerschnitt, also $\mu = \frac{F_e}{b(d-a)} = \frac{F}{b \cdot h}$ vorschrieben.

Abmessungen:

$$\text{Spannweite} = 4{,}50 \text{ m};$$
$$\text{Querschnitt} = 20 \times 38 \text{ cm}$$
$$\text{Raumgewicht} = 2{,}4 \text{ t/m}^3;$$
$$\text{Eiseneinlage} = F_e = \mu \cdot F_b = \mu \cdot 760 \text{ cm}^2;$$
$$\mu = 0{,}6;\ 0{,}7,\ 0{,}8;\ 1{,}0;\ 1{,}2;\ 1{,}4;\ 1{,}6;\ 1{,}8;\ 2{,}0;\ 2{,}4;\ 3{,}0;\ 4{,}0;\ 5{,}0\,\%.$$

Belastung:

$$P = 1000 \text{ kg in der Mitte};$$
$$M_{\max} = M_g + M_p = 46\,300 + 112\,500 = 158\,800 \text{ cmkg};$$
$$Q_{\max} = Q_g + Q_p = 410 + 500 = 910 \text{ kg}.$$

Nachstehende Tabelle gibt die mit Rechenschiebergenauigkeit bestimmten, in den Abb. 104 und 105 veranschaulichten Werte x (cm), z (cm), J (1000 cm^4), die nach $\frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot J}$ berechnete Durchbiegung infolge P in Trägermitte in cm/1000, sowie die Spannungswerte σ_b, σ_e und τ.

Sämtliche Zahlenwerte sind berechnet für Annahme I:

$$E_b \sim 215\,000 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{also} \quad n = \frac{E_e}{E_b} = 10,$$

mit Berücksichtigung der Betonzugspannung, und für Annahme II:

$$E_b \sim 144\,000 \text{ kg/cm}^2, \quad n = 15,$$

ohne Betonzugspannung.

Zusammenstellung 91.
Abhängigkeit der Spannungsverhältnisse von der Bewehrungsziffer.

μ	x (cm)		z (cm)		J (1000 cm^4)		σ_b (kg/cm^2)		σ_{bz} (kg/cm^2)		σ_e (kg/cm^2)		τ (kg/cm^2)		δ_p (cm/1000)	
%	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
0,6	19,9	12,4	25,9	30,9	102,4	47,5	30,8	41,4	28,1	—	234	1280	1,76	1,48	86	277
0,7	20,0	13,2	26,0	30,6	104,2	53,3	30,5	39,2	27,4	—	228	970	1,76	1,49	84	247
0,8	20,2	13,9	26,0	30,4	105,7	58,4	30,2	37,7	26,6	—	221	865	1,76	1,50	83	226
1,0	20,5	15,1	26,1	29,9	109,0	68,0	29,7	35,1	25,3	—	210	695	1,75	1,52	81	194
1,2	20,7	16,0	26,2	29,7	112,4	76,6	29,3	33,3	24,6	—	204	590	1,74	1,54	79	172
1,4	20,9	16,9	26,4	29,4	115,5	84,4	28,8	31,6	23,5	—	194	512	1,73	1,55	77	156
1,6	21,2	17,8	26,4	29,0	118,2	91,5	28,3	30,8	22,5	—	185	450	1,72	1,57	75	144
1,8	21,4	18,5	26,4	28,8	121,2	98,1	28,0	29,7	21,7	—	177	398	1,72	1,58	73	134
2,0	21,7	19,1	26,4	28,6	124,0	104,1	27,7	29,1	20,9	—	171	366	1,72	1,59	71	126
2,4	22,1	20,2	26,4	28,3	129,0	114,8	27,2	27,8	19,6	—	159	306	1,72	1,61	69	115
3,0	22,8	21,5	26,4	27,8	136,3	128,4	26,4	26,5	17,6	—	141	250	1,72	1,64	65	102
4,0	23,6	23,2	26,4	27,3	147,0	146,7	25,6	25,0	15,7	—	124	191	1,72	1,67	60	90
5,0	24,3	24,4	26,5	26,9	156,4	160,7	24,7	24,1	13,9	—	109	157	1,72	1,70	57	82

Die Tabellenwerte lassen erkennen, in welchem Maße mit zunehmender Bewehrungsziffer der Abstand x der Nullinie von Balkenoberkante und damit

zugleich das Trägheitsmoment zunimmt und gleichzeitig die Spannungen σ_b und σ_e sinken, während die Schubspannung τ ein wenig wächst.

Bei Fall II spielen die Eiseneinlagen gegenüber dem wirksamen Betonquerschnitt eine weit größere Rolle, die entsprechenden Änderungen der Tabellenwerte treten daher erheblich stärker in die Erscheinung als bei Fall I.

Einfluß einer Änderung der Eisendeckung, d. h. der Stärke der deckenden Betonschicht, auf die Spannungswerte σ_b.

Liegen in einem einfach bewehrten Eisenbetonbalken die Eiseneinlagen um eine Strecke Δa von ihrer theoretisch richtigen Lage entfernt, so ergeben sich Änderungen in den Zahlenwerten von x, J, σ_b und σ_e, deren Größe sich wie folgt ermitteln läßt.

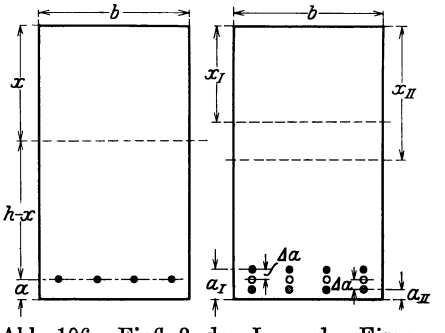


Abb. 106. Einfluß der Lage der Eisen im Rechteckquerschnitt.

a) Für richtige Lage der Eisen ergibt sich (Abb. 106)

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b \cdot h}{n \cdot \sigma_b + \sigma_e} = \alpha \cdot h;$$

b) für eine um $\pm \Delta a$ veränderte Entfernung von Balkenunterkante dagegen

$$x_I = \frac{n \cdot \sigma_b}{n \cdot \sigma_b + \sigma_e} (h \mp \Delta a) = \alpha (h \mp \Delta a).$$

Die Betondruckspannung ergibt sich für a) aus

$$M = \frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} \left(h - \frac{x}{3}\right)$$

zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \left(h - \frac{x}{3}\right)},$$

für b) aus

$$M = \frac{b \cdot x_I \cdot \sigma_{b_I}}{2} \left(h \mp \Delta a - \frac{x_I}{3}\right)$$

zu

$$\sigma_{b_I} = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x_I \left(h \mp \Delta a - \frac{x_I}{3}\right)}$$

Die Einsetzung der Werte $x = \alpha \cdot h$ und $x_I = \alpha (h \mp \Delta a)$ führt zu den Ausdrücken

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot \alpha h \left(h - \frac{\alpha h}{3}\right)} = \frac{6 M}{\alpha \cdot b h^2 (3 - \alpha)}$$

und

$$\sigma_{b_I} = \frac{2 M}{b \cdot \alpha (h \mp \Delta a) \cdot \left[h \mp \Delta a - \frac{\alpha}{3} (h \mp \Delta a)\right]} = \frac{6 M}{\alpha \cdot b (h \mp \Delta a)^2 \cdot (3 - \alpha)}.$$

Demnach wird

$$\frac{x_I}{x} = \frac{h \mp \Delta a}{h}$$

und

$$\frac{\sigma_{b_I}}{\sigma_b} = \frac{h^2}{(h \mp \Delta a)^2}.$$

Als Beispiel sind in nachstehender Zusammenstellung für einen Balken von 22 cm Breite, der $M_{max} = 2000$ mkg aufzunehmen hat und dessen nutzbare Höhe $h = 37{,}5$ cm und Eisenquerschnitt $F_e = 6{,}16$ cm² (4 ϕ 14 mm) nach Entwurfstabellen für $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² bestimmt wurden, die einem größten Ausschlag $\Delta a = \pm 5$ mm entsprechenden Änderungen der σ_b-Werte berechnet.

Zusammenstellung 92. Änderungen der σ_b-Werte.

Δa (mm)	$h - \Delta a$ (cm)	$\frac{x_I}{x}$	x_I (cm)	$\frac{\sigma_{b_I}}{\sigma_b}$	$\Delta\sigma$ (%)
-5	38,00	1,013	14,25	0,974	$-2{,}6$
$-2{,}5$	37,75	1,007	14,16	0,987	$-1{,}3$
± 0	37,50	1,000	14,06	1,000	± 0
$+2{,}5$	37,25	0,993	13,97	1,013	$+1{,}3$
$+5$	37,00	0,987	13,88	1,027	$+2{,}7$

Der Einfluß auf die σ_b-Werte hängt ausschließlich von der nutzbaren Trägerhöhe h und von Δa ab. Wird z. B. ein vorgeschriebener Abstand $(d - h) = a = 2{,}0$ cm und eine größte Abweichung $\Delta a = \pm 5$ mm zugrunde gelegt, so ergibt sich der Einfluß dieser Abweichung für Träger von verschiedener Höhe, z. B. $d = 20$ bis 60 cm nach folgender Zusammenstellung.

Zusammenstellung 93. Änderungen der x- und σ_b-Werte.

d (cm)		20	25	30	35	40	45	50	55	60
h (cm)		18,0	23,0	28,0	33,0	38,0	43,0	48,0	53,0	58,0
$h - \Delta a$		17,5	22,5	27,5	32,5	37,5	42,5	47,5	52,5	57,5
$h + \Delta a$		18,5	23,5	28,5	33,5	38,5	43,5	48,5	53,5	58,5
$\frac{x_I}{x}$	für $+\Delta a$	0,972	0,978	0,982	0,985	0,987	0,988	0,990	0,991	0,991
	für $-\Delta a$	1,028	1,022	1,018	1,015	1,013	1,012	1,010	1,009	1,009
$\frac{\sigma_{b_I}}{\sigma_b}$	für $+\Delta a$	1,06	1,05	1,04	1,03	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02
	für $-\Delta a$	0,95	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98	0,98

Die größte Abweichung beträgt also bei $d = 20$ cm

für die x-Werte $\sim 2{,}8\,\%$,

für die σ_b-Werte $\sim 6\,\%$.

B. Entwurfsverfahren.

Die Ermittelung der Spannungen gegebener Querschnitte aus der Belastung wird erforderlich bei der Nachprüfung ausgeführter oder geschätzter Querschnitte. Der Entwerfende will aber meist die ihm vorgeschriebenen zulässigen Spannungen voll ausnutzen und von ihnen ausgehend die erforderlichen Abmessungen ohne lästige Nebenrechnungen finden.

Hierzu dient das Entwurfsverfahren, bei dem durch Benutzung verschiedenartiger Tabellenwerte die passenden Querschnittsabmessungen gefunden werden.

Da drei Bestimmungsgleichungen zur Verfügung stehen, können auch drei Querschnittswerte bestimmt werden. Erwünscht wäre die Berechnung von b, h und F_e. Der Abstand der Nullinie x, der den Praktiker zunächst weniger interessiert, kann aber bei der Bestimmung nicht umgangen werden, also muß eine der erstgenannten Größen von vornherein als gegeben angenommen werden. Hierfür kommt b allein in Frage.

I. $$\frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{h - x} \quad \text{liefert} \quad \boldsymbol{x = \alpha \cdot h},$$

II. $$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2\,M}{b \cdot \alpha h\left(h - \frac{\alpha \cdot h}{3}\right)} = \frac{2}{\alpha \cdot h^2\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)} \cdot \frac{M}{b},$$

$$h^2 = \frac{6}{\alpha \cdot \sigma_b \cdot (3 - \alpha)} \cdot \frac{M}{b} \quad \text{liefert} \quad \boldsymbol{h = \beta \sqrt{\frac{M}{b}}},$$

III. $$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - \frac{x}{3}\right)} = \frac{M}{F_e\left(\beta \sqrt{\frac{M}{b}} - \frac{\alpha \cdot \beta}{3} \sqrt{\frac{M}{b}}\right)},$$

$$F_e = \frac{3}{\sigma_e \beta \cdot (3 - \alpha)} \sqrt{M \cdot b} \quad \text{liefert} \quad \boldsymbol{F_e = \gamma \sqrt{M \cdot b}}.$$

Für jedes Spannungsverhältnis $\sigma_b : \sigma_e$ können also die Abmessungen h und F_e aus geeigneten Zahlentafeln entnommen werden, wie sie u. a. im Betonkalender, im Zementkalender, im Saliger, in den „Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen" von G. Kaufmann[1]) usw. gegeben sind. Sehr übersichtliche Tabellen sowie zeichnerische Auftragungen zur Bestimmung von h und F_e aus gegebenem M und $\sigma_{e\,\text{zul.}}$ (gleich 1000 bzw. 1200 kg/cm²) für verschiedene Werte von $\sigma_{b\,\text{zul.}}$ gibt ferner Mörsch in seinem Buch „Der Eisenbetonbau", 5. Aufl., I. Band, 1. Hälfte, S. 265—271.

Im Taschenbuch Foerster, 4. Aufl. 1921, S. 457 und 458 sind die Hilfswerte k_1 bis k_6 in den Ausdrücken

$$x = k_1 \cdot h; \quad z = k_2 \cdot h; \quad h = k_3 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad F_e = \frac{b \cdot h}{k_4};$$

$$F_e = \sqrt{\frac{M \cdot b}{k_5}} \quad \text{und} \quad M = \frac{b \cdot h^2}{k_6}$$

für zulässige Eisenspannungen $\sigma_e = 750$, 900, 1000 und 1200 kg/cm² und Betondruckspannungen von 10 bis zu 60 kg/cm² angegeben[2]).

Vielseitig verwendbare Tabellen enthält ferner Foersters Taschenbuch auf den Seiten 463 bis 468 der 4. Auflage, 1921. Sie geben die Werte

$$x;\ z;\ M_1 = \frac{100 \cdot M}{b}; \quad F_{e_1} = \frac{100 \cdot F_e}{b}; \quad Q_{\text{zul.}\,(\tau_0 = 4)} \quad \text{und} \quad Q_{\text{zul.}\,(\tau_0 = 4)}$$

für Trägerhöhen $h = 5$ bis 100 cm und zulässige Spannungswerte $\sigma_b/\sigma_e = 35/1000$; 40/1200 und 50/1200.

Gleichzeitig sind für doppelt bewehrte Balken die Werte k und k_1 in den Ausdrücken

$$F'_{ez} = \frac{M - 0{,}01 \cdot M_1 \cdot b}{k} \quad \text{und} \quad F_{ed} = \frac{M'}{k_1}$$

angegeben, berechnet für eine Eisendeckung, die für die verschiedenen Trägerhöhen von $a = a' = 1{,}5$ bzw. 2,0 bis zu 3,0 bzw. 4,0 cm gesteigert ist.

M_1 ist das Moment für einen Querschnitt von $b_1 = 100$ cm Breite, M' der auf die Druckbewehrung entfallende Teil des Momentes.

---

[1]) G. Kaufmann: Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen, 3. Aufl., Berlin: Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. 1919.

[2]) Vergleiche auch Loeser, Bemessungsverfahren, 1925, S. 38 und 40.

Die Tabellenwerte gestatten die schnelle Lösung der Aufgaben, für gegebene zulässige Spannungen:

1. h und F_e aus gegebenem M und b zu finden;
2. b und F_e aus gegebenem M und h zu finden;
3. F_e und $M_{\text{zul.}}$ aus gegebenem h und b zu finden;
4. die Notwendigkeit einer Eisenaufbiegung bzw. die Unzulänglichkeit eines gewählten Querschnitts zu erkennen. Bei

$$Q_1 = \frac{100 \cdot Q}{b} < Q_{(\tau_0 = 4)}$$

ist keine Aufbiegung erforderlich; bei

$$Q_1 = \frac{100 \cdot Q}{b} > Q_{(\tau_0 = 14)}$$

ist der Querschnitt unzureichend.

Soll schließlich bei Ermittlung der Plattenstärke d und des Bewehrungsquerschnittes F_e von Eisenbetonplatten jede Rechnung erspart werden, so können mechanische Hilfsmittel benutzt werden, z. B. der sogen. „Dimensionierer", ein von Ingenieur Fr. Michaelis in Düsseldorf erfundener Rechenschieber. Er gestattet für bekannte Feldmomente und zulässige Beton- und Eisenspannungen die beiden gesuchten Werte d und F_e direkt abzulesen ohne Ausrechnung des Trägheitsmomentes. Außerdem sei auf graphische Rechenverfahren hingewiesen. Namentlich in den letzten Jahren sind zahlreiche Nomogramme veröffentlicht worden, die für Bemessungsaufgaben verschiedenster Art wertvolle Dienste leisten.

2. Doppelte Bewehrung.

A. Prüfungsverfahren.

Die einfache Bewehrung mit Eisen in der Zugzone entspricht der Beanspruchung durch Momente gleichen Drehungssinnes. In der Praxis des Eisenbetonbaues tritt aber häufig ein Wechsel von positiven und negativen Momenten auf. Druck- und Zugzone werden vertauscht und die Eiseneinlage wird auf beiden Seiten des Querschnittes erforderlich (Doppelbewehrung). Dies hat zur Folge, daß nunmehr auch die Druckzone bewehrt ist. Die Betondruckkraft $D_b = \Sigma \sigma_b$ wird durch die Eisendruckkraft $D_e = \Sigma \sigma_e'$ unterstützt (s. Abb. 107). Hiervon kann zur Erzielung geringerer Bauhöhe auch bei gleichbleibenden Momentenvorzeichen Gebrauch gemacht werden. Über die Wirtschaftlichkeit dieser Anordnung siehe Bemerkung S. 200.

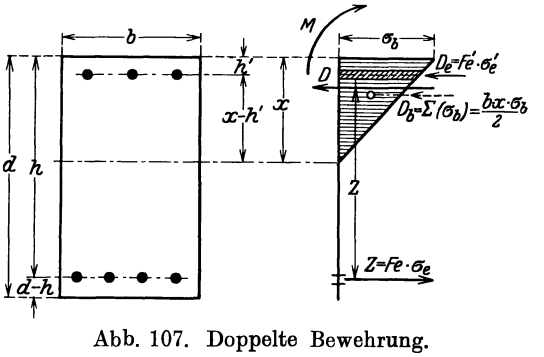


Abb. 107. Doppelte Bewehrung.

Der Gedankengang der Ausführungen S. 168ff. wird beibehalten. Die vier Bestimmungsgleichungen lauten:

I. $$D = Z; \quad \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b + F_e' \cdot \sigma_e' = F_e \cdot \sigma_e;$$

II. $$M = D \cdot z = \Sigma D' \cdot \xi; \qquad M = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \left(h - \frac{x}{3}\right) + \sigma_e' \cdot F_e' (h - h');$$

III. $$\sigma_b : \sigma_e = x : n \cdot (h - x)$$

IV. $$\sigma_b : \sigma_e' = x : n \cdot (x - h') \qquad \frac{\sigma_e}{\sigma_e'} = \frac{(h - x)}{(x - h')}.$$

NB. zu IV. Die Eisendruckspannung bleibt also immer kleiner als die n-fache Betonspannung, z. B. $\sigma_e' < 15 \cdot 40 = 600$ kg/cm²!! Die zulässige Spannung kann nie ausgenutzt werden.

Aus diesen 4 Gleichungen können die 4 Unbekannten x; σ_b; σ_e und σ_e' berechnet werden.

Zum Nachweis, daß auch hier der plastisch vorstellbare Rechnungsgang analog der Methode beim homogenen Querschnitt zum gleichen Ergebnis führt, wenn die Eisenflächen n-fach bewertet werden, seien die Beziehungen nochmals kurz formelmäßig aufgestellt:

x aus statischen Momenten:

$$\frac{b\,x^2}{2} + n \cdot F_e' \cdot (x - h') = n \cdot F_e (h - x);$$

$$M = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \left(h - \frac{x}{3}\right) + \sigma_e' \cdot F_e' (h - h')$$

$$= \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b \left(h - \frac{x}{3}\right) + n \cdot \sigma_b \cdot F_e' \frac{(h - h')(x - h')}{x};$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{\left[\frac{b \cdot x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) + n \cdot F_e' \cdot (h - h')(x - h')\right]} = \frac{M \cdot x}{J};$$

$$J = S \cdot z = S_b \cdot z_b + S_e \cdot z_e;$$

$$S_b = \frac{b\,x^2}{2}; \qquad z_b = \left(h - \frac{x}{3}\right); \qquad S_e = n \cdot F_e' (x - h'); \qquad z_e = (h - h').$$

Hieraus folgt:

$$J = \left[\frac{b\,x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) + n \cdot F_e' \cdot (x - h')(h - h')\right],$$

gleichlautend mit dem Klammerausdruck [. . .] im Nenner.

Das Trägheitsmoment J, berechnet aus den einzelnen Flächenanteilen, lautet:

$$J = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot F_e' (x - h')^2 + n \cdot F_e (h - x)^2;$$

auch dieser Ausdruck muß dem Klammerausdruck gleichen.

Wird

$$n \cdot F_e = \frac{b \cdot x^2}{2(h - x)} + \frac{n \cdot F_e' \cdot (x - h')}{(h - x)}$$

eingesetzt, so ist:

$$J = \frac{b\,x^3}{3} + \frac{b \cdot x^2 (h - x)}{2} + n \cdot F_e' [(x - h')^2 + (x - h')(h - x)];$$

$$J = \frac{b\,x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right) + n \cdot F_e' [h \cdot x - h' \cdot x - h \cdot h' + h'^2];$$

$$J = \underbrace{\frac{b\,x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right)}_{\underbrace{S \times z}_{\text{Beton}}} + \underbrace{n \cdot F_e' (x - h')}_{} \underbrace{(h - h')}_{} .$$

$$\underbrace{S \times z}_{\text{Eisen}}$$

Pädagogische Gründe sind die Veranlassung, daß diese Darstellung für den doppelt bewehrten Querschnitt wiederholt wurde. Die Rechnungen der Eisenbetonbauweise leiden an der großen Zahl der zu schreibenden Faktoren und Glieder. Daraus ergibt sich die Gefahr von Schreib- und Druckfehlern. Der im Formelglauben erzogene Anfänger wird leicht verwirrt, was jeder Unterrichtserfahrene bestätigen wird. Daher ist die Betonung des systematischen Aufbaues die erste Pflicht des Lehrenden. Ist dies begriffen, so kann jede der langen und verwickelt erscheinenden Formeln dieses Gebietes aus dem Kopf oder an der Hand einer einfachen Handskizze sofort hingeschrieben werden. Erforderliches Rüstzeug: 1. Gleichung der statischen Momente bezogen auf die Nullinie; 2. $\sigma = \frac{M \cdot x}{J}$, 3. $J = S \cdot z$; 4. die Dehnungen verhalten sich wie die Abstände von der Nullinie, daher ist nach Hooke in der Verhältnisgleichung der Spannungen der Abstand der Eisen n-fach anzusetzen, z. B. $\sigma_b : \sigma_e = x : n(h - x)$.

B. Entwurfsverfahren.

Zahlentafeln im Sinne der Zusammenstellung 90, S. 179 für die Erleichterung der Nachprüfung könnten nur für den Sonderfall $F_e = F_e'$ mit brauchbarer Übersichtlichkeit berechnet werden. Sie erscheinen bei der Einfachheit des eben dargelegten Rechnungsganges um so entbehrlicher, als das wirkliche Bedürfnis der Praxis in Entwurfstabellen zu sehen ist. Der Entwerfende soll aber nicht allein an solchen Tabellenwerten kleben, er soll schätzungsweise überschlagen können.

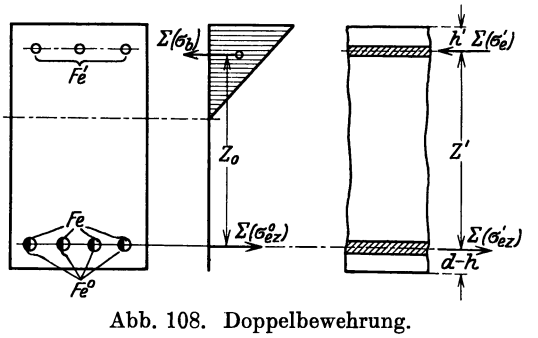


Abb. 108. Doppelbewehrung.

Für die Beurteilung der Tragfähigkeit doppelt bewehrter Querschnitte ist die folgende Überlegung von Wert. Sie geht aus von dem besonders in der Technik so fruchtbaren Gedanken „divide et impera"! Das auftretende Moment M wird geteilt in $M^0 + M'$. M^0 wird von dem einseitig bewehrten Querschnitt aufgenommen (Abb. 108)[1]).

Das Restmoment $M' = M - M^0$ wird von dem inneren Moment der Eisendruck- und -zugkräfte übernommen.

Daher Aufteilung von F_e in F_e^0 und F_e^1.

Aufgabe. Durch Doppelbewehrung soll die Bauhöhe beschränkt werden. Die erwünschte Höhe h ist also gegeben, ferner die zulässigen Spannungen σ_b und σ_e.

Zunächst Teilquerschnitt einseitig bewehrt (M^0). Entwurfsformeln:

$h_0 = \beta \sqrt{\frac{M^0}{b}}$; daraus nach den auf S. 184 genannten Tabellen $M^0 = \frac{b \cdot h_0^2}{\beta^2}$;

$F_e^0 = \gamma \sqrt{M^0 \cdot b}$ desgl. „ „ „ „ „ „ „ .

Dann: $\sigma_e' = \sigma_e \cdot \frac{x - h'}{h - x}$; darin $x = \alpha \cdot h$ nach der gleichen Tabelle.

$$M' = F_e' \cdot \sigma_e'(h - h'), \quad \text{daraus: } F_e' = \frac{M'}{\sigma_e'(h - h')}.$$

[1]) Vergl. auch die Tabellen in Loeser, Bemessungsverfahren, S. 38 und 40. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn. 1925.

Schließlich: $D_e = Z_e$ (Teilquerschnitt Druck- und Zugeisen),

$$F_e' \cdot \sigma_e' = F_e^1 \cdot \sigma_e; \quad \text{daraus: } F_e^1 = F_e' \cdot \frac{\sigma_e'}{\sigma_e}.$$

Der erforderliche Zugeisenquerschnitt ist $F_e = F_e^0 + F_e^1$.

Wenn auch die Fähigkeit, derartige Überschlagsrechnungen zu beherrschen, gefordert werden muß, so verlangt der Bürobetrieb daneben auch schematische Tabellenwerte.

I. Fall: $F_e = F_e'$. Für den Sonderfall $F_e = F_e'$ lassen sich analog der Entwickelung der Gleichungen S. 184 die Beziehungen:

$$h = \beta' \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{und} \quad F_e = \gamma' \sqrt{M \cdot b}$$

für beliebige Spannungsverhältnisse $\sigma_b : \sigma_e$ ausrechnen. In Zusammenstellung 94 sind die Werte eingetragen, wobei die Zahlentafel im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage 1921, Bd. 1, S. 649 sinngemäß für die zulässigen Spannungswerte der Eisenbeton-Bestimmungen ergänzt ist.

Zusammenstellung 94. Zahlenwerte β' und γ'.

σ_e	σ_b	$d - h = h' = 0{,}12\,h$		$d - h = h' = 0{,}10\,h$		$d - h = h' = 0{,}06\,h$	
kg/cm²	kg/cm²	β'	γ'	β'	γ'	β'	γ'
750	25	0,429	0,00351	0,418	0,00357	0,395	0,00372
	30	0,346	0,00438	0,335	0,00448	0,312	0,00473
	35	0,283	0,00544	0,272	0,00561	0,248	0,00600
800	25	0,446	0,00314	0,436	0,00320	0,413	0,00332
	30	0,363	0,00392	0,352	0,00400	0,329	0,00419
	35	0,299	0,00477	0,288	0,00489	0,266	0,00517
	40	0,248	0,00579	0,236	0,00599	0,213	0,00645
900	30	0,392	0,00320	0,382	0,00325	0,360	0,00338
	35	0,326	0,00382	0,317	0,00392	0,296	0,00411
	40	0,276	0,00460	0,266	0,00473	0,244	0,00498
1000	30	0,418	0,00268	0,408	0,00272	0,388	0,00282
	35	0,352	0,00321	0,342	0,00328	0,322	0,00341
	40	0,300	0,00380	0,290	0,00389	0,270	0,00409
	45	0,258	0,00445	0,248	0,00457	0,227	0,00484
	50	0,222	0,00519	0,212	0,00537	0,190	0,00578
1200	30	0,462	0,00200	0,453	0,00203	0,434	0,00209
	35	0,393	0,00237	0,384	0,00241	0,366	0,00249
	40	0,340	0,00277	0,330	0,00282	0,312	0,00293
	45	0,296	0,00319	0,287	0,00326	0,268	0,00341
	50	0,260	0,00367	0,251	0,00376	0,232	0,00395

II. Fall: $F_e' \gtrless F_e$. Für die Behandlung des allgemeinen Falles, d. h. ungleicher Eisenquerschnitte in Druck- und Zugzone, sind die folgenden Tabellenwerte benutzbar.

1. Die Tabellen von Loeser, im Aufsatz B. Loeser, „Dimensionierung doppelt armierter Querschnitte“ in Armierter Beton 1911, S. 52—56.

Sie geben

α) die Werte F_e und F_e' für gegebene nutzbare Trägerhöhe h und geschätztes Verhältnis $\frac{h'}{h} = m = {}^1/_8$ bis ${}^1/_{32}$;

β) die Werte k_1 und k_2 in den Ausdrücken $h = k_1 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$ und $F_e = b \cdot d \cdot k_2$ für geschätzte Werte $m = {}^1/_8$ bis ${}^1/_{32}$ und angenommene Quotienten $\frac{F_e'}{F_e} = \varphi = 0{,}1$ bis $1{,}0$.

2. Die Tabellen von Bundschuh, im Aufsatz „Bundschuh, Querschnittbemessung doppelt bewehrter Eisenbetonplatten und Balken“ in Armierter Beton 1917, S. 159—166.

Sie enthalten die Werte β und γ in den Ausdrücken $F_e = \beta \cdot \sqrt{M \cdot b}$ und $F_e' = \gamma \cdot \sqrt{M \cdot b}$ für die nachstehend zusammengestellten Fälle:

Zusammenstellung 95. Zahlenwerte von Bundschuh.

Nr.	σ_e zul. (kg/cm²)	σ_b zul. (kg/cm²)	x	$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$	$d - h = h'$
I	1000	40	$^3/_8\, h$	0,385 bis 0,20	$^1/_5\, h$ bis $^1/_{26}\, h$
II	1200	40	$^1/_3\, h$	0,405 „ 0,20	$^1/_{12}\, h$ „ $^1/_{26}\, h$
III	900	35	$^7/_{19}\, h$	0,415 „ 0,20	$^1/_5\, h$ „ $^1/_{26}\, h$
IV	1000	35	$^{21}/_{61}\, h$	0,425 „ 0,20	$^1/_{10}\, h$ „ $^1/_{26}\, h$
V	750	30	$^3/_8\, h$	0,445 „ 0,23	$^1/_5\, h$ „ $^1/_{26}\, h$

3. Die Tabellen von E. Geyer, im Aufsatz E. Geyer: „Tabellen zur Ermittlung der Eiseneinlagen doppelt armierter Balken“ in Armierter Beton 1913, S. 81—86[1]).

Sie geben die Werte μ und ϱ in den Ausdrücken $h = \mu \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$ und $F_e = \varrho \cdot b \cdot h$ für die Spannungswerte

$$\sigma_e = 1000 \text{ bzw. } 1200 \text{ kg/cm}^2,$$
$$\sigma_b = 30 \text{ bis } 55 \text{ kg/cm}^2$$

und Verhältnisse

$$\frac{F_e'}{F_e} = \alpha = 0{,}20 \text{ bis } 2{,}00 \quad \text{und}$$

$$\frac{x}{h} = \varphi = 0{,}310 \text{ bis } 0{,}452 \text{ bzw. } 0{,}273 \text{ bis } 0{,}407.$$

4. Die Tafeln von Lührs, im Aufsatz Lührs: „Bestimmung der wirtschaftlich günstigsten Armierung doppelt armierter Platten und Balken“ in Armierter Beton 1919, S. 315—317.

Sie gestatten das Auffinden der günstigsten Armierung, für die also $(F_e + F_e')$ ein Minimum wird, für vorgeschriebenes σ_b und σ_e und angenommene Trägerhöhe d unter Umgehung der umständlichen Zahlenrechnung.

5. Die Tafeln von Mörsch, in Eisenbetonbau, 5. Aufl., 1920, I, 1, S. 412—415, für Biegung mit Axialkraft aufgestellt, können mit $N = 0$ auch für den Fall reiner Biegung benutzt werden (vgl. Abschnitt F, S. 226).

6. Die Tafeln im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 646 und 647, stellen nur die Mörschschen Tafeln in etwas anderer Form dar. Sie dienen zur Bestimmung des zweckmäßigsten Verhältnisses $\frac{F_e'}{F_e}$ für verschiedene Spannungswerte σ_b und Verhältnisse $\sigma_e/\sigma_b = 5$ bis 40, sowie $(d - h) = h' = 0{,}08\, d$.

Beispiel. Die Dimensionierung eines doppelt bewehrten Balkenquerschnitts unter Anwendung der vorgenannten Tabellenwerte sei an einem Beispiel gezeigt.

---

[1]) Betonkalender 1926, S. 290—293.

Gegeben: $\sigma_b = 40$ kg/cm²; $\sigma_e = 1000$ kg/cm²; $b = 25$ cm. Das Moment der äußeren Kräfte sei in 3 Stärkestufen zu

I. 200000 cmkg, II. 450000 cmkg, III. 1000000 cmkg

angenommen.

Ferner sei gegeben

einmal (A): der Bewehrungsquotient

$$\varphi = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{F_e'}{F_e} = 0{,}75,$$

sodann (B): die einzuhaltende nutzbare Trägerhöhe

$h =$ I. 30 cm, II. 45 cm, III. 60 cm.

A. Berechnet ist nach Geyer: h; d; F_e; F_e'. Zur Kontrolle sind sodann für die errechneten Abmessungen h und d die Eisenquerschnitte ermittelt nach Mörsch bzw. Handbuch für Eisenbetonbau, Bundschuh und Loeser.

Die Ausrechnung ergibt nach Geyer für $x = {}^3/_8\, h$:

$$h = 0{,}3265 \sqrt{\frac{M}{b}}, \qquad F_e = 0{,}01072 \cdot b \cdot h, \qquad F_e' = \varphi \cdot F_e = 0{,}75 \cdot F_e.$$

Die Zahlenwerte sind:

	h (cm)	F_e (cm²)	F_e' (cm²)
I	29,3	7,85	5,89
II	43,7	11,75	8,81
III	65,3	17,55	13,16

Nach Mörsch bzw. Handbuch für Eisenbetonbau wird für $b = 25$ cm:

$$d = \frac{h}{0{,}92} = \begin{cases} 31{,}7 \text{ cm} \\ 47{,}5 \text{ cm}; \\ 71{,}0 \text{ cm} \end{cases} \qquad d - h = h' = 0{,}08\, d:$$

	μ	μ'	F_e (cm²)	F_e' (cm²)
I	0,98 %	0,64 %	7,78	5,08
II	0,97 %	0,63 %	11,50	7,48
III	0,96 %	0,63 %	17,05	11,15

Nach Bundschuh folgt mit $x = {}^3/_8\, h$:

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \begin{cases} 0{,}327 \\ 0{,}327 \\ 0{,}3265 \end{cases} \qquad \beta = \begin{cases} 0{,}00345 \\ 0{,}00345 \\ 0{,}00346 \end{cases} \qquad \gamma = \begin{cases} 0{,}00227 \\ 0{,}00225 \\ 0{,}00227 \end{cases}$$

und $(d - h) = h' = \frac{h}{12}$:

	F_e (cm²)	F_e' (cm²)
I	7,72	5,08
II	11,6	7,60
III	17,3	11,35

Nach Loeser ergibt sich für $h = \begin{cases} 29{,}3 \text{ cm} \\ 43{,}7 \text{ cm} \\ 65{,}3 \text{ cm} \end{cases}$ und $\frac{h'}{h} = \frac{1}{12}$:

$$\text{I.}\quad F_e = 1{,}0909 \cdot \frac{M}{h} + 3{,}4091 \cdot b \cdot h = 7{,}45 + 0{,}25 = 7{,}70 \text{ cm}^2,$$

$$\text{II.}\quad F_e = 1{,}0909 \cdot \frac{M}{h} + 3{,}4091 \cdot b \cdot h = 11{,}25 + 0{,}37 = 11{,}62 \text{ cm}^2,$$

$$\text{III.}\quad F_e = 1{,}0909 \cdot \frac{M}{h} + 3{,}4091 \cdot b \cdot h = 16{,}62 + 0{,}56 = 17{,}18 \text{ cm}^2;$$

$$\text{I.}\quad F_e' = 2{,}3377 \cdot \frac{M}{h} - 153{,}4 \cdot b \cdot h = 4{,}85 \text{ cm}^2,$$

$$\text{II.}\quad F_e' = 2{,}3377 \cdot \frac{M}{h} - 153{,}4 \cdot b \cdot h = 7{,}20 \text{ cm}^2,$$

$$\text{III.}\quad F_e' = 2{,}3377 \cdot \frac{M}{h} - 153{,}4 \cdot b \cdot h = 10{,}70 \text{ cm}^2.$$

Zusammenstellung 96 gibt die errechneten Zahlenwerte für F_e und F_e' und die gegenüber den Mittelwerten aus den 4 verschiedenen Verfahren sich ergebenden Unterschiede. Von einer Berücksichtigung der Rechnungsergebnisse nach dem Verfahren von Lührs ist abgesehen worden, weil der kleine Maßstab der Lührsschen Tafeln in dem genannten Aufsatz eine hinreichende Genauigkeit nicht ermöglicht.

Zusammenstellung 96. Zahlenwerte für F_e und F_e' nebst Fehlergrößen für A.

Verfahren nach	Werte für F_e und F_e' in cm²						Abweichungen gegenüber den Mittelwerten in %					
	I		II		III		I		II		III	
	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'
Geyer	7,85	5,89	11,75	8,81	17,55	13,16	+ 1,2	+ 12,6	+ 1,1	+ 13,4	+ 1,6	+ 13,5
Mörsch bzw. Handbuch für Eisenbetonbau	7,78	5,08	11,50	7,48	17,05	11,15	+ 0,3	− 2,9	− 1,0	− 3,7	− 1,3	− 3,7
Bundschuh . .	7,72	5,08	11,60	7,60	17,30	11,35	− 0,5	− 2,9	− 0,2	− 2,2	− 0,2	− 2,1
Loeser	7,70	4,85	11,62	7,20	17,18	10,70	− 0,8	− 7,3	± 0	− 7,3	− 0,5	− 7,7
Mittelwerte . .	7,76	5,23	11,62	7,77	17,27	11,59						

B. Gegeben: $\sigma_b = 40$ kg/cm²; $\sigma_e = 1000$ kg/cm²; $b = 25$ cm;

$$h = \begin{cases} \text{I. } 30 \text{ cm} \\ \text{II. } 45 \text{ cm} \\ \text{III. } 60 \text{ cm} \end{cases} \qquad \frac{d-h}{h} = \begin{cases} \text{I. } 1/10 \\ \text{II. } 1/15 \\ \text{III. } 1/18 \end{cases} \qquad d = \begin{cases} \text{I. } 33{,}0 \text{ cm} \\ \text{II. } 48{,}8 \text{ cm} \\ \text{III. } 63{,}3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} \text{I. } 200000 \text{ cmkg} \\ \text{II. } 450000 \text{ cmkg} \\ \text{III. } 1000000 \text{ cmkg} \end{cases}$$

Berechnet sind zunächst nach Bundschuh die Werte

$$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}, \quad \text{dann } \beta,\ \gamma,\ F_e,\ F_e' \text{ und } \varphi = \frac{F_e'}{F}.$$

Zur Kontrolle sind sodann unter Beibehaltung der h- und d-Werte die Eisenquerschnitte nach Mörsch bzw. Handbuch für Eisenbetonbau und Loeser berechnet. Auch hier geben die kleinen Lührsschen Tafeln ungenaue, den Überblick beeinträchtigende Werte. Die Ausrechnung ergibt nach Bundschuh:

	$\alpha = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}}$	β	γ	$F_e = \beta \cdot \sqrt{Mb}$ (cm²)	$F_e' = \gamma \cdot \sqrt{Mb}$ (cm²)	$\varphi = \frac{F_e'}{F_e}$
I	0,339	0,00334	0,00194	7,50	4,35	0,58
II	0,334	0,00336	0,00181	11,25	6,09	0,54
III	0,300	0,00369	0,00303	18,45	15,2	0,82

Nach Mörsch wird für $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1000$ kg/cm²:

	$\frac{M}{b \cdot d^2}$	μ	μ'	F_e (cm²)	F_e' (cm²)
I	7,32	0,90	0,45	7,44	3,73
II	7,78	0,95	0,57	11,4	6,84
III	10,00	1,22	1,15	19,3	18,2

Nach Loeser folgt für $h = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$ und $\frac{h'}{h} = \begin{cases} 1/10 \\ 1/15 \\ 1/18 \end{cases}$:

	F_e (cm²)	F_e' (cm²)
I	7,56	4,41
II	11,24	5,64
III	18,50	14,20

Nachstehende Zusammenstellung gibt wieder die F_e- und F_e'-Werte und deren Abweichungen vom Mittel.

Zusammenstellung 97. Zahlenwerte für F_e und F_e' nebst Fehlergrößen für B.

Verfahren nach	Werte für F_e und F_e' in cm²						Abweichungen gegenüber den Mittelwerten in %					
	I		II		III		I		II		III	
	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'	F_e	F_e'
Bundschuh . .	7,50	4,35	11,25	6,09	18,45	15,20	± 0	+ 4,6	− 0,4	− 0,3	− 1,6	− 4,2
Mörsch bzw. Handbuch für Eisenbetonbau	7,44	3,72	11,40	6,61	19,30	18,20	− 0,8	− 10,6	+ 0,9	+ 8,2	+ 2,9	+ 14,7
Loeser	7,56	4,41	11,24	5,64	18,50	14,20	+ 0,8	+ 6,0	− 0,5	− 7,7	− 1,3	− 10,5
Mittelwerte . .	7,50	4,16	11,30	6,11	18,75	15,87						

Für den Fall, daß der Rechteckquerschnitt für ein positives M_{max} und ein negatives M_{min} zu bemessen ist, gibt Loeser in seinem Buch „Bemessungsverfahren", Berlin 1925, S. 43 Formeln zur Bestimmung von h, F_e und F_e'. Sie sind praktisch gut verwendbar, sofern die Spannungen $\sigma_b = 40$, 50, 60 bei $\sigma_e = 1200$ bzw. $\sigma_b = 35$, 40, 45 bei $\sigma = 1000$ kgcm² voll ausgenutzt werden sollen.

b) T-förmiger Querschnitt (Platten- oder Rippenbalken).

Die Mitwirkung der Betonzugzone an der Aufnahme der Biegungsmomente kommt nach der auf S. 166 angeführten Festlegung der Rechnungsgrundlagen für alle normalen Untersuchungen von Eisenbetonbauten nur in wenigen Ausnahmefällen[1]) und bei Kombination von Längsdruck und Biegung (§ 18,9)

[1]) Brücken unter Hauptbahngleisen (Eis-B.-Vorschr. 1916, § 17,5, in den Bestimmungen 1925 in Fortfall gekommen!).

in Frage. Wenn Betonzugspannungen geprüft werden, so sind die Gefahr der Rißbildung und ihre Folgeerscheinungen der Materialzerstörung die Ursache der Forderung eines rechnerischen Nachweises.

Der Beton der Zugzone ist unter diesen Voraussetzungen bis zu einem gewissen Grade unnütz. Er vermehrt Materialbedarf und Eigengewicht. Seine Aufgabe ist begrenzt durch die Forderung der Aufnahme der Schubspannungen und der von diesen beeinflußten Hauptspannungen.

Ein Rechteckquerschnitt wird als „Balken" bezeichnet werden, solange nach Abb. 109a $b/d \lesssim 1$ ist. Jeder wirtschaftliche Balken liegt „hochkant". Beim Überwiegen der Breitenabmessung wird der Name „Platte" gebräuchlich, die bei Steigerung von b/d immer mehr neben der Aufgabe der Tragfähigkeit auch die der Raumabschließung zu erfüllen hat. Die wirtschaftliche Lösung dieser Doppelaufgabe führt zu der in Abb. 109b gekennzeichneten Beseitigung der unnützen Querschnittsflächen f_u. Das gesunde konstruktive Empfinden fordert die Konzentrierung der hochwertigen eisenbewehrten Zugzone und eine dem Spannungsverhältnis angepaßte Ausdehnung der Betondruckzone. Der Gefahr, daß theoretische Rechenkünstler zu grotesken, dem Sinne der Gemeinschaftswirkung von Beton und Eisen zuwiderlaufenden Formen gelangen (Abb. 110), haben die Bestimmungen 1925 im § 17, 14 einen Riegel vorgeschoben.

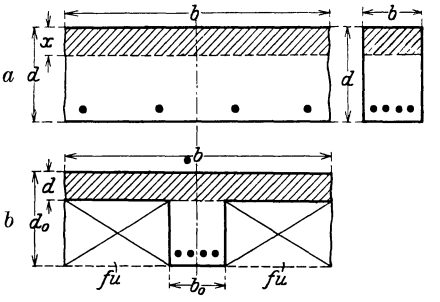


Abb. 109. Entstehung des T-Querschnitts.

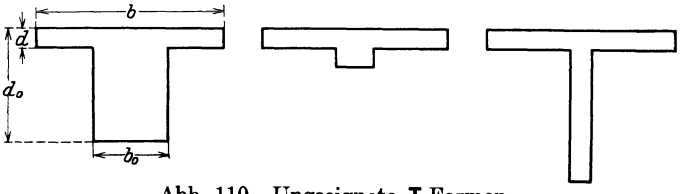


Abb. 110. Ungeeignete T-Formen.

Die Druckplatte eines Plattenbalkens muß mindestens 8 cm stark sein (wegen Druckplattenstärke von Eisenbetonrippendecken vgl. § 14, Ziffer 8). Die zulässige Breite b der Druckplatte ist

a) bei beiderseitigen Plattenbalken nach Abb. 111a

$$b = 12\,d + b_0 + 2\,b_s$$

und nicht größer als der Abstand der Feldmitten und als die halbe Balkenstützweite.

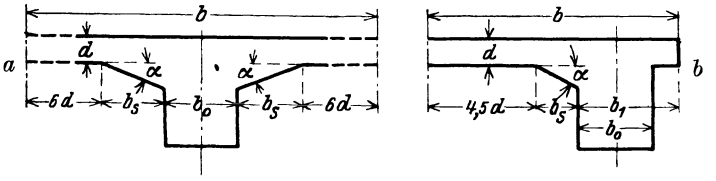


Abb. 111. T-Querschnitte.

b) bei einseitigen Plattenbalken nach Abb. 111b

$$b = 4.5\,d + b_s + b_1$$

und nicht größer als die halbe lichte Rippenentfernung $+\frac{b_0}{2}$ und als ein Viertel der Balkenstützweite.

Die Deckenverstärkung darf mit keiner flacheren Neigung als 1 : 3 und ihre Breite b_s mit höchstens $3\,d$ in Rechnung gestellt werden. Sind Deckenverstärkungen nicht vorhanden, so ist b_s gleich Null zu setzen.

Eine weitere Begrenzung gegen die Gefahr übermäßiger sog. Schubbewehrung ist durch die im § 18,4 enthaltene Forderung geschaffen, daß die reine Betonschubspannung in der Rippe den Betrag $\tau_{0\,\max} = 14$ kg/cm² nicht überschreiten darf.

Die statisch-technisch einwandfreie Durchbildung der T-förmigen Querschnitte hat allein den Eisenbetonbau wirtschaftlich wettbewerbsfähig gemacht.

Die Grundlagen der Berechnung normaler Querschnitte ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen schließen sich unmittelbar den Darlegungen an, die bei der Erörterung der Rechteckquerschnitte gemacht sind.

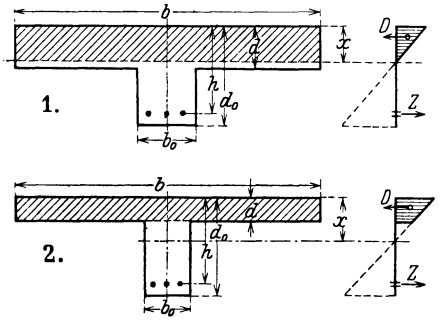


Abb. 112. Spannungsverteilung.

1. Einfache Bewegung.

A. Prüfungsverfahren.

Bekannt sind die Querschnitts-Abmessungen (Abb. 112) b, d, b_0, d_0, F_e und h, gesucht werden die Spannungen σ_b und σ_e sowie der Abstand x der Nullinie von Balkenoberkante.

1. Fall. Die Nullinie fällt in die Platte, also

$$x \leqq d \text{ (Abb. 112, 1).}$$

Zu den drei Gleichgewichtsbedingungen:

1. $\sum(V) = 0$: $Q - \sum(\tau_0) = 0$;
2. $\sum(H) = 0$: $D - Z = 0$; $\sum(\sigma_b) = \sum(\sigma_e)$;
3. $\sum(M) = 0$: $M - D \cdot z = 0$ bzw. $M - Z \cdot z = 0$

tritt noch die Elastizitätsgleichung:

4. $$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{n(h-x)}.$$

Die Gleichungen

2. $$\frac{b \cdot x \cdot \sigma_b}{2} = F_e \cdot \sigma_e;$$

3. $$\frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \left(h - \frac{x}{3}\right) = M = F_e \cdot \sigma_e \left(h - \frac{x}{3}\right) \quad \text{und}$$

4. $$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{x}{n(h-x)}$$

können genau wie beim Rechteckquerschnitt benutzt werden. Es folgt (vgl. S. 168):

1. $$\frac{b \cdot x^2}{2} = n \cdot F_e (h - x) \qquad \text{NB. Statische Momente!}$$

2. $$\sigma_b = \frac{2\,M}{b \cdot x \left(h - \frac{x}{3}\right)};$$

3. $$\sigma_e = \frac{n \cdot \sigma_b (h - x)}{x} \quad \text{oder} \quad = \frac{M}{F_e \left(h - \frac{x}{3}\right)}.$$

2. Fall. Die Nullinie fällt in den Steg, also

$$x > d \quad \text{(Abb. 113).}$$

Die im Steg in dem gekreuzten Rechteck (Abb. 113) auftretenden Betondruckspannungen werden gewöhnlich vernachlässigt, da ihre Gesamtgröße im Vergleich zum Gesamtwert der Druckspannungen in der Platte meist sehr klein ausfällt. Eine Berücksichtigung erfolgt nur ausnahmsweise bei Plattenbalkenbrücken mit breiten Rippen in verhältnismäßig geringem Abstand. Die rechnerische Ermittelung ergibt alsdann (Abb. 113)

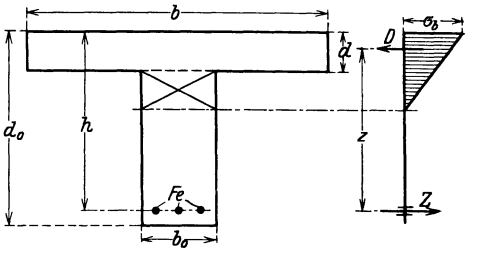


Abb. 113. T-Querschnitt.

1. x aus der quadratischen Gleichung, die aus der Gleichheit der statischen Momente, bezogen auf Plattenoberkante, hervorgeht:

$$x[b \cdot d + (x - d) \cdot b_0 + n \cdot F_e] = \frac{b \cdot d^2}{2} + b_0 (x - d) \frac{x + d}{2} + n \cdot F_e \cdot h;$$

2. $$J = \frac{1}{3} b x^3 - \frac{b - b_0}{3} (x - d)^3 + n \cdot F_e (h - x)^2;$$

3. $$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J};$$

4. $$\sigma_e = \frac{n \cdot M (h - x)}{J}.$$

Unter der vereinfachenden Annahme, daß Betondruckspannungen nur in der Platte in Rechnung gestellt werden, ist x aus den statischen Momenten zu berechnen:

$$x (b \cdot d + n \cdot F_e) = b \cdot d \cdot \frac{d}{2} + n \cdot F_e \cdot h;$$

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h}{b \cdot d + n \cdot F_e}.$$

Der Angriffspunkt der Betondruckkraft kann bei erheblichem Unterschied zwischen den Zahlenwerten von x und d für überschlägliche Berechnung genau genug in der Mitte der Platte, also im Abstande $\frac{d}{2}$ von Plattenoberkante angenommen werden. Alsdann folgt:

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J},$$

wobei

$$J = J_b + J_e = \frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d \left(x - \frac{d}{2}\right)^2 + n \cdot F_e (h - x)^2$$

und

$$\sigma_e = n \cdot \frac{\sigma_b (h - x)}{x} \quad \text{bzw.} \quad = \frac{M}{F_e \left(h - \frac{d}{2}\right)}.$$

Für genaue Berechnung ist der Trapezschwerpunkt (Abb. 114) im Abstand

$$\xi = \frac{d}{3}\left(\frac{\sigma_b + 2\,\sigma_u}{\sigma_b + \sigma_u}\right)$$

von der Oberkante als Angriffspunkt anzusetzen. Die Spannung σ_u in Plattenunterkante wird

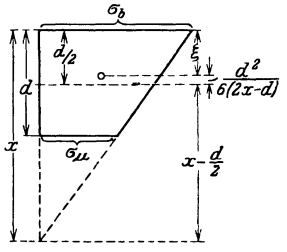


Abb. 114. Genaue Spannungsermittelung.

$$\sigma_u = \frac{\sigma_b\,(x-d)}{x};$$

der Abstand ξ ergibt sich daher zu

$$\xi = \frac{d}{3}\,\frac{\left(\sigma_b + 2\cdot\sigma_b\cdot\frac{x-d}{x}\right)}{\sigma_b + \sigma_b\cdot\frac{x-d}{x}} = \frac{d}{3}\,\frac{(3\,x - 2\,d)}{2\,x - d}.$$

Die Fehlerstrecke gegenüber der angenäherten Berechnung wird daher:

$$\frac{d}{2} - \xi = \frac{d}{2} - \frac{d}{3}\,\frac{(3\,x - 2\,d)}{2\,x - d} = \frac{\frac{d}{2}(2\,x - d) - \frac{d}{3}(3\,x - 2\,d)}{2\,x - d}$$

$$= \frac{{}^1/_6\cdot d^2}{2\,x - d} = \frac{d^2}{6\,(2\,x - d)}.$$

In Zusammenstellung 98 sind für eine Anzahl verschiedener Werte $\frac{x}{d}$ die zugehörigen Fehlergrößen angegeben.

Zusammenstellung 98. Größe des Fehlers der Strecke y.

$\frac{x}{d} =$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
$\frac{d^2}{6\,(2\,x - d)} =$	$\frac{d}{6}$	$\frac{d}{8,4}$	$\frac{d}{10,8}$	$\frac{d}{13,2}$	$\frac{d}{15,6}$	$\frac{d}{18,0}$	$\frac{d}{20,4}$	$\frac{d}{22,8}$	$\frac{d}{25,2}$	$\frac{d}{27,6}$	$\frac{d}{30,0}$
Fehler in $^0/_0$: $\frac{100\cdot\frac{d^2}{6\,(2\,x - d)}}{x - d/2} =$	33,3	17,0	10,3	6,9	4,9	3,7	2,9	2,3	1,9	1,6	1,3

Für Werte $\frac{x}{d} > \sim 1{,}45$ beträgt daher der Unterschied $< 10\,^0/_0$. Die Größe des Fehlers im Zahlenwert von σ_b nach dem Näherungsverfahren gegenüber der genauen Rechnung ergibt sich aus folgender Betrachtung.

a) Näherungsverfahren.

$$x = \frac{\frac{b\cdot d^2}{2} + n\cdot F_e\cdot h}{b\cdot d + n\cdot F_e}; \qquad y = x - \frac{d}{2};$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e\left(h - \frac{d}{2}\right)}; \qquad \sigma_b = \frac{\sigma_e\cdot x}{n\,(h - x)} = \frac{M\cdot x}{n\cdot F_e\left(h - \frac{d}{2}\right)(h - x)}.$$

b) Genaue Rechnung.

$$x - y' = \xi = \frac{d}{3} \frac{(3x - 2d)}{2x - d};$$

$$y' = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)};$$

$$\sigma_e' = \frac{M}{F_e(h - x + y')} = \frac{M}{F_e\left[h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}\right]};$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_e' \cdot x}{n(h - x)} = \frac{M \cdot x}{n \cdot F_e\left[h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}\right](h - x)};$$

$$\frac{\sigma_b'}{\sigma_b} = \frac{h - \frac{d}{2}}{h - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)}}.$$

In der Zusammenstellung 99 ist für einen Plattenbalkenträger von bestimmter Plattenabmessung für verschiedene Annahmen von $\frac{d}{h}$, d. h. für verschiedene Steghöhe, der in den Spannungswerten σ_b durch Anwendung des Näherungsverfahrens entstehende Fehler berechnet. Gewählt ist ein Träger mit den Abmessungen

$$b = 100 \text{ cm und}$$

$$d = 10 \text{ cm}.$$

Der den einzelnen Werten $\frac{h}{d}$ und den geforderten beiden Spannungswerten $\sigma_b = 40$ und $\sigma_e = 1000$ entsprechende notwendige Eisenquerschnitt ist mit Hilfe der Tabelle in Saliger, Der Eisenbeton, III. Aufl., S. 126, bestimmt.

Zusammenstellung 99. Fehlergröße für σ_b.

$\frac{h}{d}$	h (cm)	F_e (cm²)	$x = {}^3/_8\, h$ (cm)	$y = x - \frac{d}{2}$ (cm)	$\Delta = \frac{d^2}{6(2x - d)}$ (cm)	$y' = x - \frac{d}{2} + \Delta$	$\frac{\sigma_b'}{\sigma_b}$	$\Delta\sigma_b$ in $^0/_0$
2,5	25	18,8	9,38	4,38	1,905	6,29	20,00/21,91 = 0,912	— 8,8
3	30	22,2	11,25	6,25	1,333	7,58	25,00/26,33 = 0,951	— 4,9
4	40	26,7	15,00	10,00	0,833	10,83	35,00/35,83 = 0,976	— 2,4
5	50	29,3	18,75	13,75	0,605	14,36	45,00/45,61 = 0,987	— 1,3
6	60	31,1	22,50	17,50	0,475	17,98	55,00/55,48 = 0,991	— 0,9
7	70	32,3	26,25	21,25	0,392	21,64	65,00/65,39 = 0,993	— 0,7
8	80	33,3	30,00	25,00	0,333	25,33	75,00/75,33 = 0,995	— 0,5
9	90	34,0	33,75	28,75	0,289	29,04	85,00/85,29 = 0,997	— 0,3
10	100	34,7	37,50	32,50	0,256	32,76	95,00/95,26 = 0,997	— 0,3

Für $\frac{h}{d} \geqq 3{,}0$ beträgt daher der Fehler nur $\leqq 5\,^0/_0$, für $\frac{h}{d} \geqq 4{,}0 \leqq 2^1/_2\,^0/_0$.

Einfluß wechselnder Bewehrungsziffer. Er macht sich in seiner Auswirkung auf die auftretenden Spannungswerte in ähnlicher Weise wie beim Rechteckquerschnitt geltend (vgl. S. 180); infolge der größeren Breite des Betonquerschnitts werden die relativen Änderungen indes weit geringer.

Einfluß einer Änderung der Eisendeckung, d. h. des Abstandes $(d_0 - h)$ auf die Spannungswerte σ_b (vgl. S. 182).

Unter Vernachlässigung der Betonspannungen im gedrückten Stegteil und mit $y = x - \frac{d}{2}$ wird (Abb. 115) zunächst:

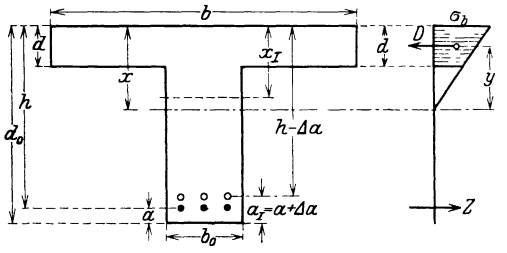


Abb. 115. Unrichtige Lage der Eisen im T-Querschnitt.

a) für richtige Lage der Eisen:

$$x = \frac{\frac{b \cdot a^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h}{b \cdot d + n \cdot F_e};$$

b) für Verschiebung um $\pm \Delta a$:

$$x_I = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e (h \mp \Delta a)}{b \cdot d + n \cdot F_e};$$

es folgt:

a) $$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J} = \frac{M \cdot x}{\frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d \left(x - \frac{d}{2}\right)^2 + n \cdot F_e (h - x)^2};$$

b) $$\sigma_{b_I} = \frac{M \cdot x_I}{J_I} = \frac{M \cdot x_I}{\frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d \left(x_I - \frac{d}{2}\right)^2 + n \cdot F_e (h \mp \Delta a - x_I)^2};$$

$$\frac{x_I}{x} = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e (h \mp \Delta a)}{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h};$$

$$\frac{\sigma_{b_I}}{\sigma_b} = \frac{x_I}{x} \cdot \frac{\frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d \left(x - \frac{d}{2}\right)^2 + n \cdot F_e (h - x)^2}{\frac{b \cdot d^3}{12} + b \cdot d \left(x_I - \frac{d}{2}\right)^2 + n \cdot F_e (h \mp \Delta a - x_I)^2}.$$

Als Beispiel sind für einen Plattenbalkenträger mit

$$b = 100 \text{ cm};$$
$$d = 10 \text{ cm};$$
$$\sigma_b \leqq 40 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e \leqq 1000 \text{ kg/cm}^2;$$
$$M = 5000 \text{ mkg (vgl. S. 197).}$$

zunächst die erforderlichen Werte h und F_e überschläglich ermittelt und sodann die einer Abweichung von $\Delta a = +5$ mm bis $\Delta a = -5$ mm entsprechenden Werte für x und σ_b errechnet.

Es wird

$$h = 27{,}6 = \sim 28{,}0 \text{ cm};$$
$$d_0 = 30 \text{ cm};$$
$$F_e \geqq 20{,}68 \text{ cm}^2;$$

gewählt 5 Rundeisen ϕ 23 mm mit

$$F_e = 20{,}75 \text{ cm}^2;$$
$$x = 10{,}50 \text{ cm};$$
$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 7{,}02 \text{ cm}:$$
$$\sigma_b = 39{,}3 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e = 985 \text{ kg/cm}^2.$$

Zusammenstellung 100. Veränderung der σ_b-Werte infolge Abweichung des Eisenabstandes um $\pm \Delta a$.

Δa (mm)	$\frac{x_I}{x}$	x_I (cm)	$\frac{\sigma_{b_I}}{\sigma_b}$	$\Delta\sigma$ in %	σ_{b_I} (kg/cm²)
— 5	1,011	10,62	0,960	— 4,0	37,8
— 2,5	1,006	10,56	0,980	— 2,0	38,6
± 0	1,000	10,50	1,000	± 0	39,3
+ 2,5	0,994	10,44	1,020	+ 2,0	40,1
+ 5,0	0,988	10,37	1,042	+ 4,2	41,0

B. Entwurfsverfahren.

Über die Ausbildung der Plattenbalkenquerschnitte besagen die Eisenbetonbestimmungen 1925 in § 14, 10:

„Die Nutzhöhe h muß mindestens $^1/_{20}$ der Stützweite betragen."

Außerdem sind dort Angaben über Größe und Abstand der Verteilungseisen, über abgebogene Eisen und Bügel sowie über die geringsten Eisenabstände gemacht.

Plattenbalken, in denen σ_b voll ausgenutzt wird, haben im allgemeinen nicht die wirtschaftlich günstigste Form. Die Trägerhöhe wird ziemlich gering, der Eisenquerschnitt reichlich stark. Durch Vergrößerung der Steghöhe läßt sich, bei geringer werdendem σ_b, eine erhebliche Verminderung des Eisenverbrauchs gegenüber nur geringer Zunahme der Betonmasse erzielen. Eine Verringerung der Balkenhöhe dagegen bedingt hohe Betonspannung, ein größeres F_e und oft auch größere Rippenbreite b_0, da sonst die Schubspannung $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$ zu hoch ausfällt.

Fällt die neutrale Achse voraussichtlich in die Platte, wird also $x \leqq d$, so lassen sich die für einfach bewehrte Balken geltenden Entwurfshilfsmittel anwenden. Sollte sich nachträglich $x > d$ ergeben, so ist eine Nachprüfung vorzunehmen.

Die Bauhöhe ist in vielen Fällen vorgeschrieben.

Dabei sind die beiden Fälle reichlicher und beschränkter Bauhöhe zu unterscheiden.

Tabellen in „Saliger, Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion", 5. Aufl. 1925, S. 236/237 enthalten für $\mu = \frac{F_e}{b\,h} = 0{,}001$ bis 0,03 und $\frac{d}{h} = 0{,}10$ bis 0,40 die erforderlichen Werte $\frac{x}{h}$, $\frac{z}{h}$ und $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$. Umgekehrt gestatten diese Tabellen aus gegebenem M, b und d diejenige Trägerhöhe h_x nebst Eisenquerschnitt F_e zu bestimmen, für die beide Spannungen die gewünschten Grenzwerte erreichen. Ist die vorgeschriebene Nutzhöhe $h \gtrless h_x$, so liegt reichliche bzw. beschränkte Bauhöhe vor.

Für den Fall ausreichender Bauhöhe kann nur die zulässige Spannung des Eisens ausgenutzt werden. Es genügt dann die angenäherte Ermittelung von F_e aus

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \left(h - \frac{d}{2}\right)}.$$

Ist die Bauhöhe beschränkt, so daß σ_b die ausschlaggebende Rolle spielt, so ist Doppelbewehrung erforderlich. Der Anteil ΔM des Momentes, der durch die Betondruckkraft und die Zugeisen entsprechend $\sigma_b = \sigma_{b\,\text{zul.}}$ und $\sigma_e = \sigma_{e\,\text{zul.}}$ nicht mehr aufgenommen werden kann, verlangt eine Zug- und Druckeiseneinlage von der Größe $F_e = \frac{\Delta M}{\sigma_e \cdot z'}$ bzw. $F_e' = \frac{\Delta M}{\sigma_e' \cdot z'}$, wenn z' den Abstand der beiden Eiseneinlagen bedeutet. Die Größe der gesamten Zug- und der Druckeiseneinlagen läßt sich mittels der Tabellen in Saliger, S. 236/237, leicht bestimmen.

Diejenige Trägerhöhe, bei der für vorgeschriebenes σ_b und σ_e ohne Anwendung einer Druckbewehrung $\sigma_{b\,\text{zul.}}$ gerade erreicht wird, läßt sich auch aus den Stockschen Tabellen leicht bestimmen[1]), die u. a. auch in Foersters Taschenbuch im Auszug wiedergegeben sind.

Eine sehr übersichtliche Tafel gibt ferner Mörsch in seinem „Eisenbetonbau", 5. Aufl., I, 1, S. 298 und 299. Sie läßt für gegebene Höchstspannungen σ_b und σ_e, gewählte Plattenstärke d und den Wert $\frac{M}{b}$ sofort erkennen, ob der einer bestimmten Trägerhöhe entsprechende Wert von $\sigma_b \lesseqgtr \sigma_{b\,\text{zul.}}$ ist. Bei $\sigma_b < \sigma_{b\,\text{zul.}}$ ist für überschlägliche Berechnung eine genaue Ermittlung von σ_b unnötig.

Die in Foersters Taschenbuch, 4. Aufl. 1921, S. 978 und 979 gegebenen Tabellen zeigen die Abminderungszahlen α und β in den Ausdrücken

$$\alpha = \frac{F_e}{F_{e\,\text{voll}}} = \frac{d\,(2\,x - d)}{x^2}$$

und

$$\beta = \frac{M}{M_{\text{voll}}} = \alpha + \frac{2 \cdot d \cdot h\,(x - d)}{x^2\,(3\,h - x)},$$

sowie den Wert $k_2 = \frac{z}{h}$ für die verschiedenen σ_b- und σ_e-Werte und $\frac{d}{h} = 0{,}08$ bis $0{,}38$.

F_e und M gelten für den Plattenbalken, $F_{e\,\text{voll}}$ und M_{voll} sind die entsprechenden Werte für den vollen Rechteckquerschnitt $b \cdot h$.

Die Tabellen gestatten die erforderliche Größe zu berechnen von

1. F_e und b aus gegebenem d, h, b_0, mit Vernachlässigung der Spannungen im Steg;

2. h und F_e aus gegebenem d, b, b_0, wobei $\varphi = \frac{d}{h}$ zunächst abzuschätzen ist, $\begin{matrix}\text{mit}\\ \text{ohne}\end{matrix}$ Vernachlässigung der Spannungen im Steg;

---

[1]) Vgl. den Aufsatz Karl Stock: „Bestimmung der Mindesthöhe von einfach armierten Plattenbalken" in Armierter Beton 1910, S. 316 bis 320.

3. F_e und F_e' der Doppelbewehrung für gegebenes d, b, h, b_0. Die Spannungen im Steg werden dabei meist berücksichtigt, weil dadurch die erforderlichen Eisenquerschnitte etwas kleiner ausfallen.

In den Tafeln auf S. 980 bis 982 gibt Foersters Taschenbuch sodann die größte zulässige Plattenbreite b_{max}, ferner $M_{zul.}$ und F_e unter Berücksichtigung der Spannungen im Steg für Plattenbalken mit beiderseitigen Platten für $\sigma_b = 40$, $\sigma_e = 1000$ kg/cm², Plattenstärken von $d = 10$ bis 18 cm und nutzbare Höhen $h = 20$ bis 100 cm. Ist dagegen d bekannt, so läßt sich sofort die zu M, σ_b und σ_e gehörende Mindesthöhe sowie F_e ablesen. Diese Tabellen lassen sich zugleich zur angenäherten Berechnung einseitiger Plattenbalken mit Moment M_e benutzen, indem die einem Hilfsmoment $M_h = {}^8/_3 \cdot M_e$ entsprechende Bewehrung F_e bestimmt wird; der einseitige Balken erfordert dann $F_{ee} = {}^3/_8 F_e$.

Ein Tabellenwerk, das den Bedürfnissen der Praxis in hervorragendem Maße Rechnung trägt, ist noch zu erwähnen: Die „Eisenbeton-Zahlentafeln" von Weese. Ihr Gültigkeitsbereich erstreckt sich auf Plattenstärken von 5 bis 20 cm und $\sigma_b = 20$ bis 60 bei $\sigma_e = 1200$ kg/cm². Die Staffelung der Grundwerte ist so eng, daß eine Interpolation meist unnötig ist. Sie ermöglichen alle Prüfungs- und Entwurfsaufgaben in einfachster Weise.

Annäherungsrechnung. Als bequemes Annäherungsverfahren empfiehlt Mörsch in seinem „Eisenbetonbau", 5. Aufl., I, 1, S. 281 und 282 folgenden Rechnungsgang.

Man bestimme zunächst
$$F_e \sim \frac{M}{{}^7/_8 \cdot h \cdot \sigma_e};$$
der erhaltene Wert wird ein wenig größer als bei genauer Rechnung. Alsdann folgt
$$F_e' = \frac{1}{\sigma_e'}\left[F_e \cdot \sigma_e - \frac{b}{2} \cdot \sigma_b \cdot x\right],$$
worin
$$x = \frac{n \cdot \sigma_b}{\sigma_e + n \cdot \sigma_b} \cdot h$$
nach Tabelle und
$$\sigma_e' = \frac{n \cdot \sigma_b (x - h')}{x}$$
rechnerisch ermittelt wird.

Eine Ermittelung der Teilmomente ist unnötig. Der mit dieser Annäherungsrechnung erzielte Genauigkeitsgrad ist völlig ausreichend.

2. Doppelt bewehrte Plattenbalken.

Sie kommen bei reiner Biegung nur selten, hauptsächlich bei stark belasteten Trägern im Ingenieurhoch- und Brückenbau oder bei Momenten mit wechselnden Vorzeichen vor. Meist genügt eine angenäherte Bestimmung des Eisenquerschnitts auf der Zugseite nach
$$F_e = \frac{M}{\sigma_e (h - d/2)}.$$

Besondere Entwurfstabellen oder zeichnerische Darstellungen für die Querschnittsbestimmung sind nicht üblich.

Auf die Möglichkeit für diesen Zweck die Tabellen in Saliger, 3. Aufl., S. 128 sowie in Foersters Taschenbuch, S. 978 zu benutzen, ist schon hingewiesen worden.

c) Unregelmäßige Querschnitte.

Hierher gehören zunächst

1. Unsymmetrische Plattenbalkenquerschnitte,

¬-förmige Randträger.

Ihre Behandlung nach dem Prüfungs- bzw. Entwurfsverfahren erfolgt gewöhnlich in gleicher Weise wie bei den symmetrischen Plattenbalken. Die in § 17, 14 der Bestimmungen 1925 vorgeschriebene zulässige Druckplattenbreite ist schon auf S. 193 angegeben (Abb. 111, S. 193).

Unzulässig wird diese übliche einfache Berechnungsweise jedoch für Randträger, bei denen die Verspannung durch die Deckenplatte und Querträger nicht ausreicht, um eine seitliche Ausweichung auszuschließen. Eine angenäherte Berechnungsweise für solche Fälle ist bei Mörsch, 5. Aufl., I, 1, S. 377 zugleich mit einer Besprechung der Versuche an einseitigen Randträgern gegeben. Auf die in Foersters Taschenbuch, 4. Aufl. 1921, S. 984 angegebene Berechnungsweise mit den Tabellen auf S. 980 bis 982 ist schon hingewiesen[1]).

2. Sonstige unregelmäßige Querschnittsformen.

Ungewöhnliche, geometrisch nicht einfach darstellbare Trägerquerschnittsformen kommen in der Praxis des Eisenbetonbaues selten vor.

Rechnerische Ermittelungen pflegen recht umständlich und unübersichtlich zu werden; daher ist zeichnerische Behandlung zur Bestimmung von x, d. h. der Lage der neutralen Achse, sowie des Trägheitsmomentes des ideellen Querschnitts angebracht. Die Randspannungen folgen dem Gesetze

$$\sigma = \frac{M \cdot x}{J}.$$

Volle oder (nach Melan) teilweise Berücksichtigung der Betonzugspannungen, des eigenen Trägheitsmoments steifer Bewehrungseisen, etwa vorhandener Druckbewehrung usw. ist beim zeichnerischen Verfahren leicht ausführbar.

II. Berücksichtigung der Zugspannungen im Beton.

Nach § 17, 5 der Eisenbetonvorschriften von 1916 war für Bogen-, Rahmen- und sonstige statisch unbestimmte Brücken, die von Hauptbahnlokomotiven befahren werden, eine Nachweisung der auftretenden Betonzugspannungen verlangt unter Zugrundelegung von $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ und $\sigma_{e\,\text{zul.}} = 750$ kg/cm². Die errechneten Spannungen σ_{bz} sollten $\leqq 24$ kg/cm² bleiben, bei Berücksichtigung der Wärmeschwankungen und des Schwindens. In den Eisenbetonbestimmungen 1925 ist diese Vorschrift allerdings in Fortfall gekommen. In Frage kommt die Feststellung der auftretenden Betonzugspannungen aber allgemein auch jetzt noch bei Bauwerken bzw. Bauteilen, die durch Witterungseinflüsse, Rauchgase, Nässe sowie durch stark wechselnde Belastung oder Erschütterungen gefährdet sind.

---

[1]) Bemerkenswert ist ferner der Aufsatz Sonntag: „Die Berechnung von Trägern mit unsymmetrischem Querschnitt auf Grund der Theorie der Scherkräfte“, Zentralbl. Bauverw. 1925, S. 533 bis 535.

Die Gefahr einer Rißbildung kann durch eine Erhöhung der Bewehrungsziffer herabgemindert werden. Dadurch wird das Rosten der Eiseneinlagen und zugleich eine allmählich nach innen fortschreitende Zerstörung der schützenden Betondeckung behindert. Eine Nachprüfung der auftretenden Betonzugspannungen ist daher oft angebracht.

Grundsätzlich zu unterscheiden sind dabei die beiden verschiedenen Arten der Berücksichtigung der Zugzone.

1. Gleiche Elastizitätsziffer E_b für Zug und für Druck, wie nach den Bestimmungen 1916 gefordert war (der sogen. Zustand I).

2. Verschiedene Elastizitätsziffer für Zug und für Druck. Unter den verschiedenen Annahmen hat die von Melan vorgegeschlagene und in Österreich vorgeschriebene Annahme mit $n_1 = \frac{E_{bd}}{E_{bz}} = 4$ die größte Bedeutung erlangt (Zustand IIa).

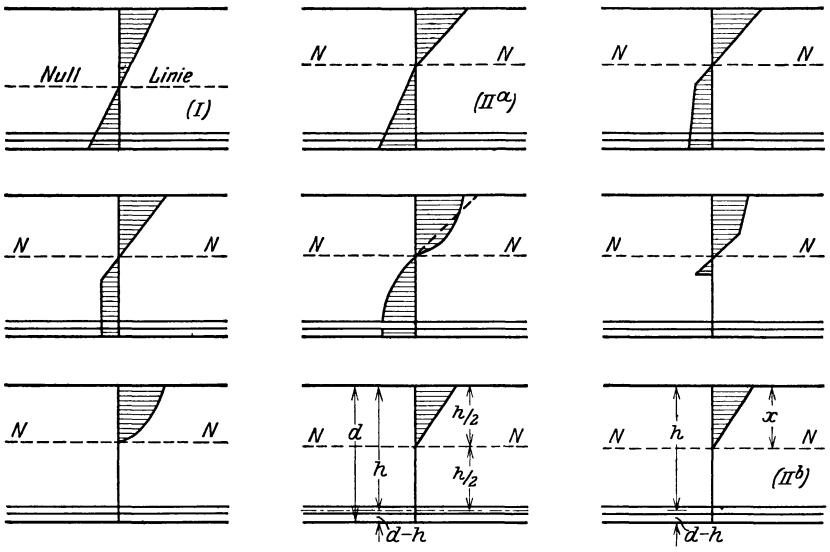


Abb. 116. Verschiedene Spannungszustände.

Eine Zusammenstellung der verschiedenen Vorschläge, die möglichste Annäherung der errechneten an die tatsächlich auftretende Spannungsverteilung zugleich mit möglichst einfachem Rechnungsverfahren bezwecken, bringt das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 1. Band, S. 593 (vgl. Abb. 116).

Ein gleichmäßiges Anwachsen der Spannungen in Zug- und Druckzone mit der auftretenden Dehnung (Zustand I) ist nur für geringe Spannungswerte vorauszusetzen, bei denen ein Reißen des Betons nicht zu befürchten steht. Sobald Risse an der Zugkante auftreten, die mit steigender Beanspruchung sich allmählich bis zur Nullinie fortsetzen werden, kommt der gezogene Teil des Betonquerschnitts nicht mehr voll zur Wirksamkeit. Der Zustand, bei dem schließlich sämtliche Zugkräfte von den Eisen allein aufzunehmen sind, IIb genannt, stellt die äußerste Grenze dar; für diesen sind nach den Vorschriften alle Eisenbetontragwerke zu berechnen.

Für die einzelnen Querschnittsformen und Berechnungsfälle ergibt sich die zahlenmäßige Berechnung entsprechend den Ausführungen unter I wie folgt:

A, 1. Rechteckquerschnitt, einfach bewehrt.

Zustand I ($n_1 = 1$): x aus der Gleichung der statischen Momente:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = \frac{b(d-x)^2}{2} + n \cdot F_e (h - x);$$

$$J = \frac{b x^3}{3} + \frac{b(d-x)^3}{3} + n \cdot F_e (h-x)^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J}; \qquad \sigma_{bz} = \frac{M \cdot (d-x)}{J} = \frac{\sigma_{bd} \cdot (d-x)}{x};$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{(h-x)}{x}.$$

Zustand IIa ($n_1 = 4$): x aus der Gleichung:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} = \frac{b(d-x)^2}{2 \cdot n_1} + n \cdot F_e (h - x);$$

$$J = \frac{b \cdot x^3}{3} + \frac{b(d-x)^3}{3 \cdot n_1} + n \cdot F_e (h-x)^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J}; \qquad \sigma_{bz} = \frac{1}{n_1} \cdot M \cdot \frac{(d-x)}{J} = \frac{1}{n_1} \cdot \sigma_{bd} \frac{(d-x)}{x};$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{(h-x)}{x}.$$

A, 2. Rechteckquerschnitt, doppelt bewehrt (vgl. Abb. 107, S. 185

Zustand I: x aus der Gleichung:

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n(F_e \cdot h + F_e' \cdot h')}{b \cdot d + n(F_e + F_e')};$$

$$J = \frac{b x^3}{3} + \frac{b(d-x)^3}{3} + n\left[F_e (h-x)^2 + F_e' (x - h')^2\right];$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M \cdot x}{J};$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M(d-x)}{J} = \sigma_{bd} \cdot \frac{(d-x)}{x};$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{(h-x)}{x};$$

$$\sigma_{ed} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{(x-h')}{x} = \sigma_{ez} \cdot \frac{(x-h')}{(h-x)}.$$

Zustand IIa: Die zahlenmäßige Ausrechnung wird ziemlich umständlich, es empfiehlt sich daher hierfür zeichnerische Ermittelung.

B, 1. T-förmiger Querschnitt, einfach bewehrt (vgl. Abb. 112, S. 194).

Zustand I: x aus der Gleichung:

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + (b - b_0) \cdot d \left(x - \frac{d}{2}\right) = \frac{b_0 (d_0 - x)^2}{2} + n \cdot F_e (h - x);$$

$$J = \frac{(b - b_0)\cdot d^3}{12} + (b - b_0)\cdot d\left(x - \frac{d}{2}\right)^2 + b_0\frac{x^3}{3} + b_0\frac{(d - x)^3}{3}$$
$$+ n\cdot F_e(h - x)^2;$$

$$\sigma_{bd} = \frac{M\cdot x}{J},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{M(d - x)}{J} = \sigma_{bd}\cdot\frac{(d - x)}{x};$$

$$\sigma_{ez} = n\cdot\sigma_{bd}\cdot\frac{(h - x)}{x}.$$

Die umständliche Berechnung von σ_{bz} ist entbehrlich bei Anwendung der Hager-Mörschschen Tabellen, veröffentlicht im Zentralblatt der Bauverwaltung 1914, S. 204—207[1]). Sie geben unter der meist etwa zutreffenden

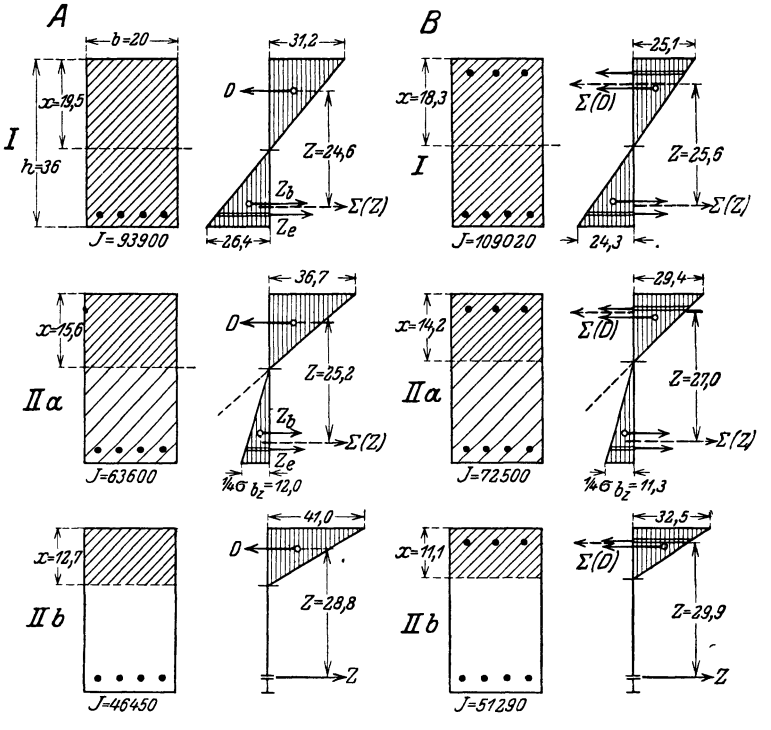


Abb. 117. Spannungsübersicht.

Voraussetzung $(d_0 - h) = 0{,}08\cdot(d_0 - d)$ für die verschiedenen Werte $\alpha = \frac{b}{b_0} = 5$; 4; 3; 2;

$$\beta = \frac{d}{h} = 0{,}1 \text{ bis } 0{,}5 \quad \text{und}$$

$$\varphi = \frac{F_e}{b_0\cdot h} = 0{,}01 \text{ bis } 0{,}03$$

die Zahlenwerte $\frac{\sigma_{bz}}{\sigma_e}$ und $\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_e}$, ermöglichen also die Feststellung der Beton-

[1]) Vgl. auch Mörsch: Eisenbetonbau, 5. Aufl. 1920, I, 1, S. 314—315 und Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., I. Bd, S. 663—665.

spannungen σ_{bz} und σ_{bd} für Zustand I aus der überschläglich nach dem Ansatz

$$\sigma_e \sim \frac{M}{F_e \cdot [0{,}92\,(d_0 - d) + d/2]}$$

schnell zu findenden Eisenspannung für Zustand IIb. Ist der Höchstwert von σ_{bz} vorgeschrieben, so ist die Rippenbreite b_0 zunächst versuchsweise festzulegen.

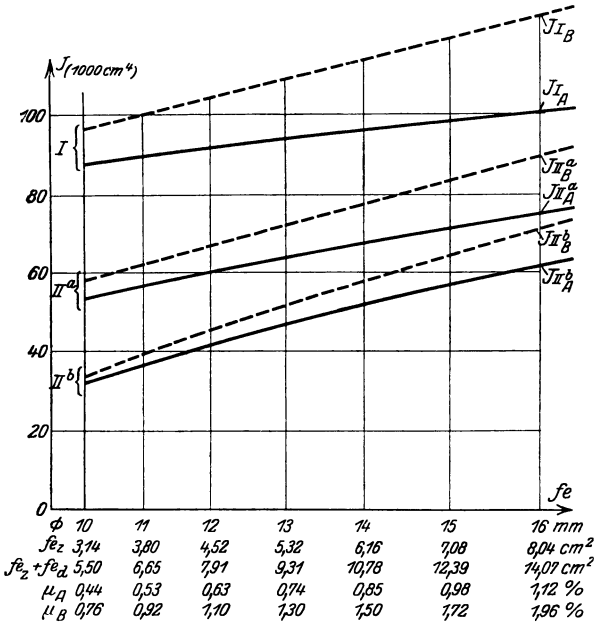


Abb. 118. Trägheitsmomente.

Eine unmittelbare Ablesung des Wertes b_0 gestattet die von Hager aufgestellte zeichnerische Bemessungstafel[1]). Sie legt die den deutschen Bestimmungen von 1916 entsprechenden Spannungswerte $\sigma_{bz} \leqq 24$ kg/cm² und $\sigma_{ez} \leqq 750$ kg/cm² zugrunde, ist also zurzeit schon überholt.

Zustand IIa: Es gelten die unter I aufgeführten Beziehungen für $x, J, \sigma_{bd}, \sigma_{bz}, \sigma_{ez}$ unter Einfügung der Koeffizienten $\frac{1}{n_1}$ für die den Betonzugquerschnitt betreffenden Glieder der Gleichungen.

Zusammenstellung 101. Spannungsübersicht.

		A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
$\phi_o = \phi_u$ (mm)		10		11		12		13		14		15		16	
F_{ez} (cm²)		3,14	—	3,80	—	4,52	—	5,32	—	6,16	—	7,08	—	8,04	—
$F_{ez} + F_{ed}$ (cm²)		—	5,50	—	6,65	—	7,91	—	9,31	—	10,78	—	12,39	—	14,07
$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h}$ (%)		0,44	0,76	0,53	0,92	0,63	1,10	0,74	1,30	0,85	1,50	0,98	1,72	1,12	1,96
x (cm)	I	18,9	18,2	19,1	18,2	19,3	18,3	19,5	18,3	19,7	18,4	20,0	18,4	20,2	18,5
	IIa	14,3	13,6	14,7	13,8	15,1	14,0	15,6	14,2	16,0	14,4	16,5	14,7	16,9	14,9
	IIb	10,3	9,4	11,2	10,0	12,0	10,6	12,7	11,1	13,4	11,7	14,1	12,2	14,8	12,6
J (1000 cm⁴)	I	87,7	96,3	89,6	100,2	91,8	104,4	93,9	109,0	96,3	114,2	98,8	119,6	101,4	125,2
	IIa	53,0	57,5	56,4	61,8	59,9	66,6	63,6	72,5	67,4	77,7	71,2	84,6	75,0	90,0
	IIb	31,5	33,2	36,4	38,9	41,5	44,9	46,5	51,3	51,6	57,8	56,6	64,6	61,6	71,8
σ_{bd} (kg/cm²)	I	32,3	28,3	32,0	27,2	31,6	26,1	31,2	25,1	30,7	24,1	30,3	23,1	29,8	22,1
	IIa	40,4	35,6	39,2	33,5	37,8	31,5	36,7	29,4	35,6	27,8	34,7	26,1	33,7	24,8
	IIb	48,9	42,6	46,2	38,6	43,4	35,5	41,0	32,5	39,1	30,3	37,4	28,3	36,2	26,4
σ_{bz} (kg/cm²)	I	29,3	27,7	28,3	26,5	27,3	25,3	26,4	24,3	25,4	23,1	24,4	22,1	23,4	20,9
	IIa	15,3	14,7	14,2	13,5	13,1	12,4	12,0	11,3	11,1	10,4	10,3	9,5	9,6	8,7
	IIb	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
σ_{ez} (kg/cm²)	I	362	346	350	332	337	316	324	302	310	287	296	275	283	259
	IIa	791	760	730	699	670	641	612	585	565	537	521	489	482	450
	IIb	1620	1600	1350	1330	1140	1125	980	963	858	827	752	727	668	640

[1]) Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 391; vgl. auch Foerster: Die Grundzüge des Eisenbetonbaues, S. 206.

B, 2. T-förmiger Querschnitt, doppelt bewehrt.

Werden die Eisenquerschnitte F_e und F_e' wiederum mit ihrem n-fachen Werte eingeführt, also auf Beton umgerechnet, so ergeben sich für Zustand I und IIa die entsprechenden Ausdrücke für x, J und die Spannungswerte genau nach der unter A, 1, 2 und B, 1 gezeigten Art.

Der Einfluß der Berücksichtigung der Betonzugspannungen auf die Spannungsverhältnisse eines Eisenbetonbalkens sei an folgendem **Beispiel** gezeigt.

Untersucht wurde ein rechteckiger Querschnitt 20 × 36 cm für ein Biegungsmoment von $M = 150000$ cmkg mit

A. einfacher Bewehrung im Abstand $h = 33$ cm von Balkenoberkante, bestehend aus vier Rundeisen mit Durchmesser ϕ_u,

B. doppelter Bewehrung im Abstand

$$h = 33 \text{ cm}$$

bzw. $$h' = 3 \text{ cm},$$

bestehend aus vier Rundeisen mit ϕ_u auf der Zug- und drei Rundeisen mit ϕ_o auf der Druckseite (vgl. Abb. 117, S. 205).

Die Spannungswerte sind ermittelt für die Zustände

I: Betonzugzone vollgerechnet, daher

$$E_{bz} = E_{bd} = \sim 144000 \text{ kg/cm}^2,$$
$$n = 15;$$

IIa: nach Vorschlag Melan Betonzugzone mit $\frac{1}{n_1} = \frac{1}{4}$ in Rechnung gestellt, daher

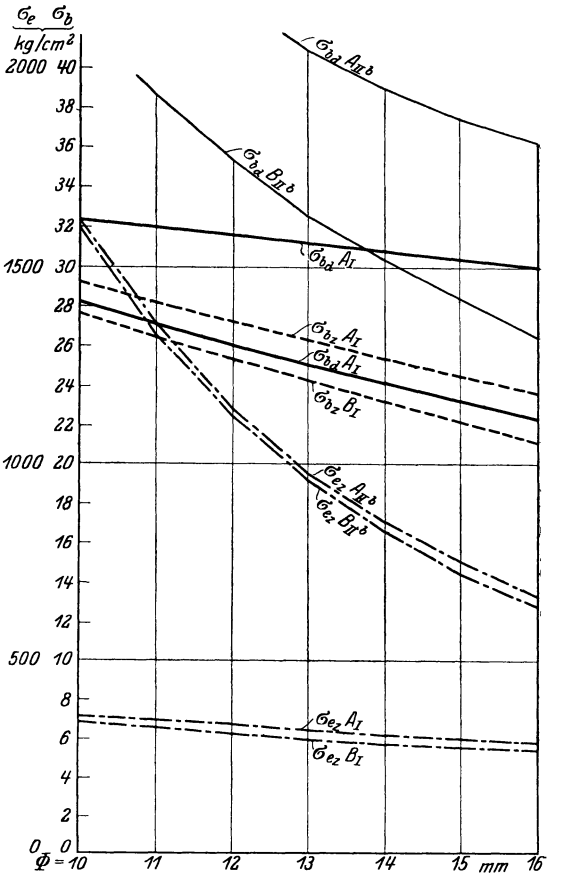


Abb. 119. Spannungsübersicht.

$$E_{bz} = \frac{1}{4} E_{bd} = \frac{1}{4} \cdot 144000 = 36000 \text{ kg/cm}^2, \quad n = 15;$$

IIb: Betonzugzone nicht mitgerechnet, $n = 15$.

Zusammenstellung 101 gibt die zahlenmäßigen, mit dem Rechenschieber ermittelten Werte für x, J, σ_{bd}, σ_{bz}, σ_{ez}, für verschiedene Bewehrung entsprechend $\phi_u = \phi_o = 10$ bis 16 cm und die Zustände I, IIa und IIb. In Abb. 117, S. 205 ist der Querschnitt in den 6 untersuchten Zuständen nebst den zugehörigen Spannungsbildern dargestellt, die angeschriebenen Zahlen entsprechen der Bewehrung mit Rundeisen ϕ 13 mm. Abb. 118 läßt das allmähliche Ansteigen und das Verhältnis der Trägheitsmomente bei den verschiedenen Zuständen erkennen, Abb. 119 zeigt den Verlauf der Spannungswerte

C. Querkraft: Q.

Reine Querkraftwirkung im Sinne der Abb. 120 kommt in der Praxis niemals vor. Sie ist bei massiven Baustoffen auch im Laboratoriumsversuch nicht scharf zu erzielen. Die Zerstörung soll erfolgen durch Parallelverschieben zweier unendlich nahe gelegener Querschnitte I und II. Die Zerstörungserscheinungen sind aber Zerreißwirkungen, deren Entstehen durch eine Verbindung von Zug- und Druckspannungen in einem zahnartig gestalteten Querschnitt

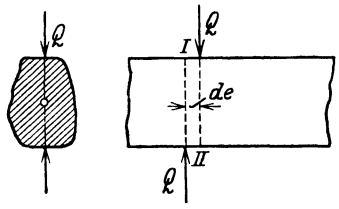


Abb. 120. Querkraftwirkung.

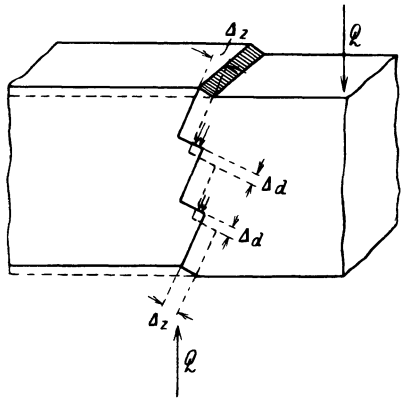


Abb. 121. Zerstörungserscheinungen infolge Q.

erklärt werden kann (Abb. 121). Die Größe der Zug- und Druckflächen ist etwa im umgekehrten Verhältnis der Festigkeiten anzunehmen.

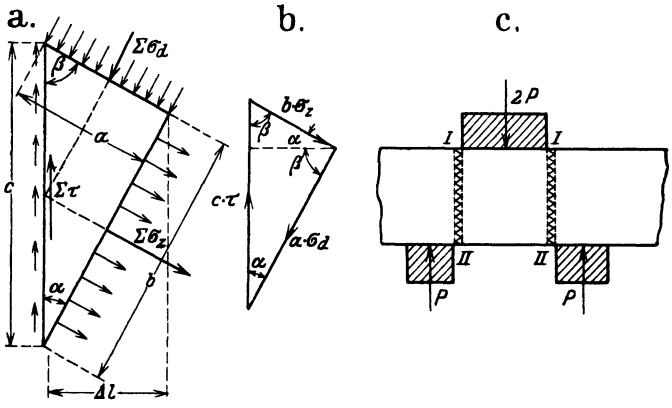


Abb. 122. Gleichgewicht der Spannungen.

Das Gleichgewicht an einem Zahnteilchen (Abb. 122a) besteht zwischen den Kräften $\Sigma\tau$, $\Sigma\sigma_d$ und $\Sigma\sigma_z$. Es wird hiernach:

$$\Sigma\tau = c\cdot\tau;$$
$$\Sigma\sigma_d = a\cdot\sigma_d;$$
$$\Sigma\sigma_z = b\cdot\sigma_z.$$

Aus dem Kräfteplan (Abb. 122b) folgt:

$$c^2\cdot\tau^2 = a^2\cdot\sigma_d^2 + b^2\cdot\sigma_z^2.$$

Die Einsetzung der Werte

$$a\cdot\sigma_d\cdot\cos\beta = b\cdot\sigma_z\cdot\cos\alpha; \qquad \cos\alpha = \frac{b}{c}; \qquad \cos\beta = \frac{a}{c} \quad \text{gibt:} \quad a^2\cdot\sigma_d = b^2\cdot\sigma_z.$$

Es ergibt sich also:

$$c^2\cdot\tau^2 = (a^2\cdot\sigma_d)\cdot\sigma_d + (b^2\cdot\sigma_z)\cdot\sigma_z = b^2\cdot\sigma_z\cdot\sigma_d + a^2\cdot\sigma_d\cdot\sigma_z$$
$$= (a^2 + b^2)\cdot\sigma_d\cdot\sigma_z = c^2\cdot\sigma_d\cdot\sigma_z;$$
$$\tau^2 = \sigma_d\cdot\sigma_z;$$
$$\tau = \sqrt{\sigma_d\cdot\sigma_z}.$$

Die Zerstörung erfolgt durch Zerreißen oder Zerdrücken, solange die Scherfestigkeit $\tau > \sqrt{\sigma_d\cdot\sigma_z}$ ist. Über die Einwendungen gegen diese von Mörsch

zuerst aufgestellte Beziehung durch Mohr und die späteren Versuchsergebnisse ist schon auf S. 102 gesprochen worden. Da die Zugfestigkeit bei weitem unzuverlässiger ist als die Druckfestigkeit, so erklärt sich das Aufreißen des Betons. Die Formänderung vor der Zerstörung wird sich etwa nach Abb. 121 gestalten. Die Druckstellen erhalten den Zusammenhang.

In Wirklichkeit treten immer gleichzeitig Biegungsspannungen auf. Ein Teilchen $dx \cdot dy$ der Formänderungszone I/II (Abb. 123) ist von den in Abb. 124

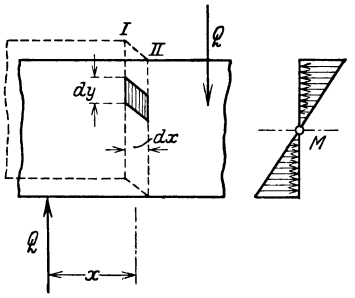


Abb. 123. Formänderungszone.

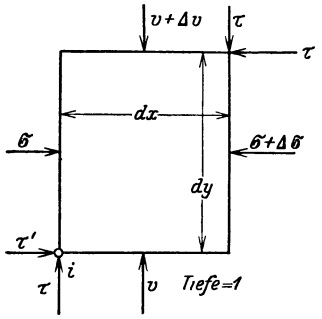


Abb. 124. Kraftwirkungen.

eingetragenen Kraftwirkungen ergriffen. Das Auftreten der wagerechten Scherspannungen τ' ergibt sich schon aus der Anschauung, da die außerhalb des Teilchens wirkenden Biegungsspannungen eine einseitig abscherende Kraft darstellen.

Aus der Momentengleichung für Punkt i folgt diese Erkenntnis ebenfalls, da ohne die Wirkung von τ' Gleichgewicht nicht möglich wäre.

$$\Sigma(M_i) = (\tau \cdot dy)\, dx - (\tau' \cdot dx) \cdot dy - (\Delta\sigma \cdot dy) \cdot \frac{dy}{2} + (\Delta v \cdot dx) \cdot \frac{dx}{2} = 0.$$

Das 3. und 4. Glied verschwinden gegenüber dem 1. und 2. Gliede der Gleichung. Es folgt also:

$$\tau = \tau'.$$

Die Scherspannungen treten also paarweise in senkrecht aufeinander stehenden Ebenen auf. Von der senkrechten Scherspannung τ könnte angenommen werden, daß sie ähnlich der Längsspannung aus Längsdruck $\sigma_N = \frac{N}{F}$ zu $\tau = \frac{Q}{F}$ bestimmt sei. Die Spannung τ' ist aber eindeutig durch die Beziehung $\tau' = \frac{Q \cdot S}{J \cdot z}$ festgelegt. Nach Abb. 125 ist nämlich:

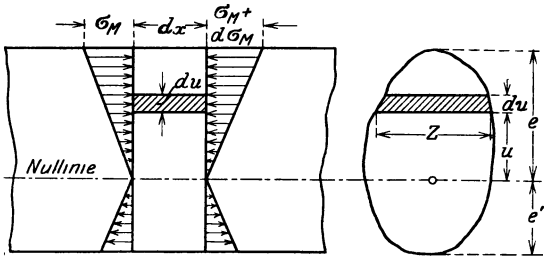


Abb. 125. Ableitung der Scherspannungen.

$$\tau \cdot (dx \cdot z) = \int_u^e d(\sigma_u) \cdot du \cdot z = \int_u^e d\left(\frac{M \cdot u}{J}\right) \cdot du \cdot z;$$

$$\tau = \frac{1}{J \cdot z} \cdot \frac{dM}{dx} \cdot \int_u^e u \cdot df = \frac{Q \cdot S}{J \cdot z}.$$

Also muß auch die senkrechte Scherspannung τ den gleichen Wert haben.

Vielfach ist es üblich, die Scherspannungen τ' mit dem Wort „Schubspannungen“ zu bezeichnen und so Scher- und Schubwirkung scharf zu trennen.

Diese Unterscheidung wird besonders begründet durch eine Verschiedenheit in den durch Versuche ermittelten Festigkeitswerten. Beide Worte bezeichnen den Spannungszustand durchaus zutreffend. Ein grundsätzlicher Unterschied zwischen ihnen besteht aber nicht. Also genügt es zu wissen, daß häufig die Werte τ als Scherspannung und die Werte τ' als Schubspannung bezeichnet werden. Wenn die Scherspannungen senkrecht und parallel zur Längsachse an einem einfach bewehrten Querschnitt verfolgt werden, so ergibt sich folgendes Bild, sofern die Zugfestigkeit des Betons wegen ihrer Unsicherheit hier außer acht gelassen wird.

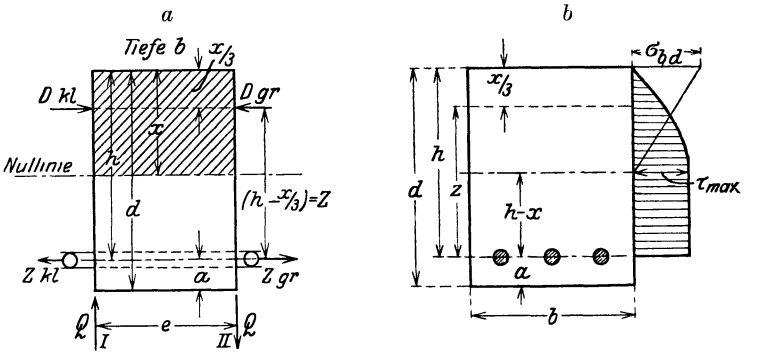


Abb. 126. Wagerechte Scherspannung.

I. Wagerechte Scherspannung (Abb. 126a). D wächst nach Maßgabe des Momentes von links nach rechts, also wirkt $\Delta D = D_{gr} - D_{kl}$ von rechts nach links, umgekehrt $\Delta Z = Z_{gr} - Z_{kl}$ von links nach rechts.

Wegen $\Sigma(H) = 0$ ist $\Delta D = \Delta Z$:

wegen $\Sigma(M) = 0$ ist $\Delta D \cdot z = Q \cdot e$,

also $\Delta D = \dfrac{Q \cdot e}{z} =$ Scherkraft für die Länge e.

Wird e genügend klein gewählt, so daß für die praktische Rechnung die Scherspannung gleich $\dfrac{\text{Kraft}}{\text{Fläche}}$ gesetzt werden kann, so ist

$$\tau' = \frac{\dfrac{Q \cdot e}{z}}{b \cdot e} = \frac{Q}{b \cdot z} = \frac{Q}{b\left(h - \dfrac{x}{3}\right)}.$$

II. Senkrechte Scherspannung (Abb. 126b). Die Ermittelung muß nach der Gleichung

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$$

erfolgen. In jedem Querschnitt ist wegen $\Sigma(H) = 0$:

$$D = Z; \qquad \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} = \sigma_e \cdot F_e; \qquad F_e = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \frac{x}{n \cdot (h - x)}.$$

Nun ist

$$J = \frac{b x^3}{3} + n \cdot F_e (h - x)^2 = \frac{b x^3}{3} + \frac{n \cdot b \cdot x^2}{2 \cdot n}(h - x)$$

$$= \frac{b x^2}{2}\left(\frac{2}{3}x + h - x\right) = \frac{b \cdot x^2}{2}\left(h - \frac{x}{3}\right).$$

Mit $S = \frac{b \cdot x^2}{2}$ wird also

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b} = Q \cdot \frac{b \cdot x^2}{2} \cdot \frac{2}{b x^2 \left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot b} = \frac{Q}{b\left(h - \frac{x}{3}\right)}.$$

Da für die Aufnahme der wagerechten Scherspannungen τ' bei einfacher Bewehrung ohne Bügel und Stabaufbiegungen (s. Abb. 123 auf S. 209) nur der reine Betonlängsschnitt zur Verfügung steht, leistet auch seine Scherfestigkeit allein Widerstand.

Ist der Querschnitt doppelt bewehrt mit F_e und F_e', so wird die Rechnung ebenso durchgeführt.

Das Schlußergebnis wird zweckmäßig nicht in Buchstaben ausgedrückt, sondern die einzelnen Werte x, S, J werden gleich zahlenmäßig ermittelt.

Abstand der Nullinie von Oberkante Träger:

$$x = \frac{\frac{b \cdot d^2}{2} + n \cdot F_e' \cdot a + n \cdot F_e (d - a)}{b \cdot d + n (F_e' + F_e)};$$

statisches Moment des einen Querschnittsteils:

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot F_e' (x - a) \quad \text{bzw.} \quad = n \cdot F_e (d - a - x) = n \cdot F_e (h - x);$$

Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes:

$$J = \frac{b x^3}{3} + n \cdot F_e' (x - a)^2 + n \cdot F_e (h - x)^2.$$

D. Biegung und Querkraft: M/Q.

I. Hauptspannungen.

Mit der Aufnahme der Biegungslängsspannungen und der senkrechten und wagerechten Scherspannungen ist die Zerstörungsgefahr für einen Eisenbetonträger noch nicht beseitigt, wenn sie getrennt, jede für sich, behandelt werden.

Bei der Herstellung biegungsfester massiver Balken, die große Querkräfte aufnehmen mußten, zeigte sich, daß die gemeinsame Wirkung beider Spannungsarten, die sogenannten Hauptspannungen, die Festigkeitsgrenze überschritten, wenn der Beton allein den Widerstand leisten sollte.

Die Hauptspannungen folgen dem Gesetze

$$\sigma^I = \frac{\sigma_M}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_M^2}{4} + \tau^2},$$

$$\sigma^{II} = \frac{\sigma_M}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_M^2}{4} + \tau^2}.$$

Für $\sigma_M = 0$, d. h. in der Nullinie, wird

$$\sigma^I = \sigma^{II} = \tau;$$

für $\tau = 0$, d. h. an den Rändern des Querschnitts, wird

$$\sigma^I = \sigma_M; \quad \sigma^{II} = 0.$$

Die Richtung der Hauptspannungen ist bestimmt durch

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{2 \cdot \tau}{\sigma_M},$$

wenn α den Winkel zwischen Spannungsrichtung und Balkenachse bezeichnet.

Für $\sigma = 0$, d. h. in der Nullinie, wird $\alpha = 45^0$ bzw. 135^0,
für $\tau = 0$, d. h. an den Rändern, wird $\alpha = 0^0$ bzw. 90^0.

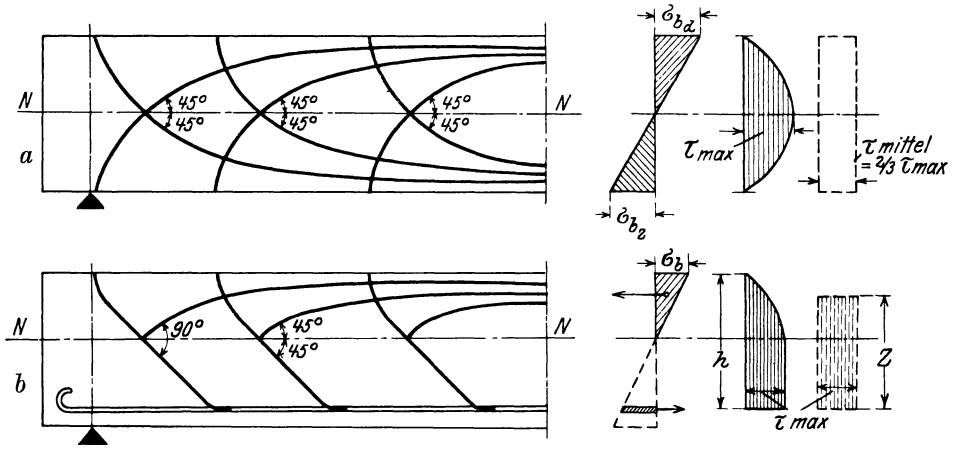
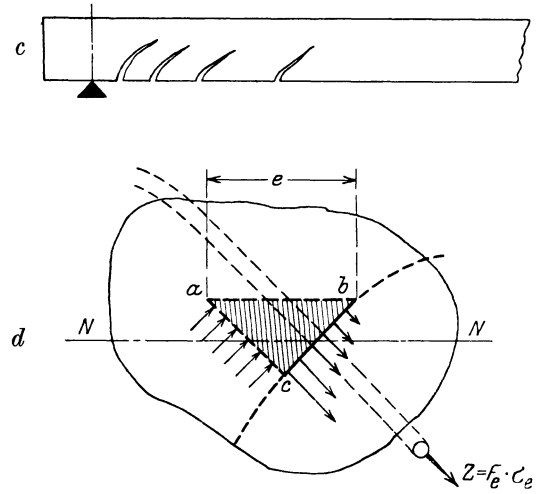


Abb. 127. Hauptspannung. Trajektorien.



Da in Flächenelementen senkrecht zur Richtung der Hauptspannungen keine Schubspannungen auftreten, können die in Abb. 127 eingetragenen „Spannungstrajektorien", die an jeder Stelle die Richtung der Hauptspannungen angeben, aufgefaßt werden als Stromlinien des Kraftstromes reiner Zug- bzw. Druckspannungen. Abb. 127a zeigt die Verteilung der Biegungs- und Schubspannungen für einen homogenen Rechteckquerschnitt, z. B. einen unbewehrten Betonbalken. τ ist nach einer Parabel verteilt, τ_{max} wird daher $^3/_2 \cdot \tau_{mittel} = {}^3/_2 \cdot \frac{Q}{F}$. Abb. 127b zeigt die Verteilung für einen Verbundquerschnitt; τ ist bis zur Nullinie wieder nach einer Parabel verteilt, im gezogenen Querschnittsteil dagegen, da keine Betonzugspannungen berücksichtigt sind, gleichbleibend bis zur Schwerachse der Eiseneinlagen. Abb. 127c gibt das Bild des typischen Aufreißens eines zu stark beanspruchten Betonträgers.

Um die gefährdete Zugfestigkeit des Betons zu erhöhen, wird eine Eiseneinlage in Richtung der Hauptzugspannungen verlegt (Abb. 127d), denn die Fläche $a - b$ wird nicht abgeschert, $a - c$ wird nicht zerdrückt, wohl aber $b - c$ ohne Eisen zerrissen!

Die Richtung dieser aufgebogenen Eisen müßte theoretisch dem Verlauf der Trajektorien folgen. Diese gelten jedoch nur für einen Belastungszustand. Der Einfachheit halber wird daher meist die Richtung der Hauptspannungen in der Nullinie gewählt, also unter 45^0. Die Bemessung des Querschnitts der Eisenaufbiegungen ist der im Gebiet e (Abb. 127d) auftretenden Hauptzugspannungsgröße anzupassen. In der Nullinie ist $\sigma^{II} = \tau$. Die Zugkraft ist also für die Länge e:

$$Z = \overline{bc} \cdot b \cdot \tau = F_e \cdot \sigma_{e_{\text{zul}}} = e \cdot \sin 45^0 \cdot b \cdot \tau; \qquad F_e \geqq e \cdot b \cdot \sin 45^0 \cdot \frac{\tau}{\sigma_{e(\text{zul})}}.$$

Eine Berechnung der Schubbewehrung ist bei Platten meist unnötig, da infolge der reichlichen Breite der Schubspannungswert τ_0 selten das in den Bestimmungen 1925 vorgeschriebene Höchstmaß von 4,0 kg/cm² erreicht. Bei Plattenbalken ist sie dagegen in der Regel auszuführen.

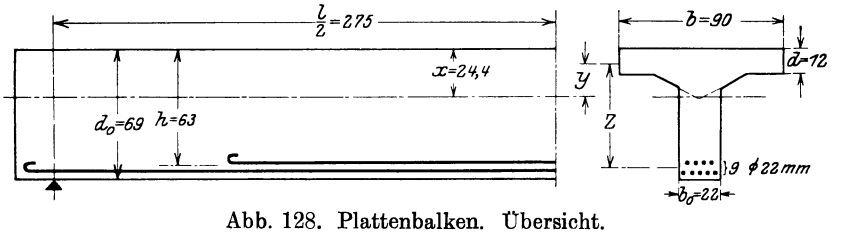


Abb. 128. Plattenbalken. Übersicht.

II. Rechnungsbeispiel. Die Aufnahme der Schubkräfte in einem Eisenbetonträger sei nachstehend an dem Beispiel eines Plattenbalkens mit einfacher Bewehrung gezeigt.

Ein Träger mit $l = 5{,}50$ m Stützweite und mit einer Belastung $q = 6000$ kg/m habe die in Abb. 128 gegebenen Abmessungen und Eiseneinlagen. $\sigma_b \leqq 40$, $\sigma_e \leqq 1200$ kg/cm².

Die Berechnung auf reine Biegung ergibt (vgl. S. 167 ff.)

$$M_q = \frac{6000 \cdot 5{,}50^2}{8} = 22\,700 \text{ mkg};$$

$$Q = \frac{6000 \cdot 5{,}50}{2} = 16\,500 \text{ kg};$$

$$F_e = 9 \cdot \frac{\pi \cdot 2{,}20^2}{4} = 34{,}21 \text{ cm}^2;$$

$$x = \frac{\frac{b d^2}{2} + n \cdot F_e \cdot h}{b \cdot d + n \cdot F_e} = \frac{\frac{90 \cdot 12^2}{2} + 15 \cdot 34{,}21 \cdot 63}{90 \cdot 12 + 15 \cdot 34{,}21} = 24{,}4 \text{ cm};$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 24{,}4 - 6{,}0 + \frac{12^2}{6(48{,}8 - 12)} = \sim 19{,}0 \text{ cm};$$

$$z = h - x + y = 63{,}0 - 24{,}4 + 19{,}0 = 57{,}6 \text{ cm};$$

$$\sigma_e = \frac{M_q}{F_e \cdot z} = \frac{2\,270\,000}{34{,}21 \cdot 57{,}6} = 1150 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n(h - x)} = \frac{1150 \cdot 24{,}4}{15 \cdot 38{,}6} = 48{,}6 \text{ kg/cm}^2.$$

Schubspannung. Es wird

$$b_0 \cdot \tau_0 = \frac{Q_{\max}}{z} = \frac{16\,500}{57{,}6} = 286{,}5 \text{ kg/cm}.$$

Für $b_0 = 20$ cm würde $\tau_0 = \frac{286{,}5}{20} = 14{,}3$ kg/cm² werden, während die Bestimmungen nur $\leqq 14{,}0$ zulassen. b_0 wurde daher auf 22 cm erhöht. Es folgt

$$\tau_0 = \frac{16500}{22 \cdot 57{,}6} = 13{,}05 \text{ kg/cm}^2 < 14.$$

Zur Aufnahme der Schubspannungen stehen die drei wirksamen Bestandteile „Beton, Bügel und Schrägeisen" zur Verfügung.

1. *Der Beton.* In dem Bereich, in dem die Schubspannungen den Wert $\tau_0 = 4$ kg/cm² nicht überschreiten, wird von den Eisenbetonbestimmungen kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung gefordert.

Aus $\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z}$ ergibt sich mit $\tau_0 = 4$:

$$Q = 4 \cdot 22 \cdot 57{,}6 = 5070 \text{ kg}.$$

Dieser Wert wird im Abstand 84,5 cm von Balkenmitte erreicht.

2. *Die Bügel.* Nach § 18, 4 der Bestimmungen 1925 sind in den übrigen Balkenteilen sämtliche Schubspannungen durch Bügel, Schrägeisen oder durch beide zusammen aufzunehmen. Auf Mitwirkung des Betons darf also hier nicht gerechnet werden. Die Schrägeisen, die angenähert dem Verlauf der Hauptzugspannungen folgen, sind ein zuverlässigeres Mittel zur Herstellung eines einwandfreien Spannungsausgleiches, als die Bügel, die auf die Tragfähigkeit des Balkens zwar einen sehr günstigen Einfluß ausüben, deren Wirksamkeit sich aber nur schwer rechnerisch erfassen läßt. Eine sehr einfache und anschauliche Vorstellung der Wirksamkeit der Bügel bietet das Bild des Ständerfachwerkes, in dem die gezogenen Vertikalen durch die Bügel und die auf Druck beanspruchten Diagonalen durch die Druckfestigkeit des Betons dargestellt werden[1]). Hager[2]) hat versucht, auf Grund der Auffassung der Bügel als Zugeisen in Konsolen einer Lösung der Bügelberechnung näherzukommen.

Jedenfalls ist es berechtigt, die Bügel zur Aufnahme der Schubspannungen mit heranzuziehen. In der Praxis hat es sich bewährt, den Bügeln etwa den der Spannungsgrenze $\tau = 4$ entsprechenden rechteckigen Teil der Schubkraftfläche zuzuweisen. Von einem „Abscheren" der Bügel kann natürlich praktisch nicht die Rede sein, da schon lange vor der Überwindung der Scherfestigkeit des Eisens die Grenze des Lochleibungsdruckes im Beton überschritten wird. Gleichwohl ist es üblich, diese noch aus den Anfängen des Eisenbetonbaues stammende Auffassung als Grundlage der Bügelberechnung zu verwenden. Sie liefert immerhin brauchbare Annäherungswerte.

Im vorliegenden Beispiel, bei dem Bügel ϕ 9 im Abstand von 14 cm gewählt wurden, ergibt sich dann aus:

$$2 F_e \cdot \sigma_e = \tau_0 \cdot b_0 \cdot 14;$$

$$\tau_0 = \frac{2 \cdot 0{,}64 \cdot 1000}{22 \cdot 14} = 4{,}15 \text{ kg/cm}^2$$

als Schubspannungswert, der durch die Bügel gedeckt wird. Ihm entspricht die Querkraft

$$Q = \tau_0 \cdot b_0 \cdot z = 4{,}15 \cdot 22 \cdot 57{,}6 = 5220 \text{ kg}$$

im Abstand 87 cm von Balkenmitte.

[1]) Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, 5. Aufl., Bd. 1, 2. Hälfte, S. 30. — Schlüter, H.: Die Schubsicherung der Eisenbetonbalken durch abgebogene Hauptarmierung und Bügel. Berlin: H. Meusser 1917. — Schlüter, H.: Eisenbetonbau, Säule und Balken, 2. Aufl., S. 150.

[2]) Hager, K.: Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons, S. 118.

3. Die Schrägeisen. Die Hauptspannung

$$\sigma' = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}$$

wird in der Nullinie mit $\sigma = 0$: $\sigma' = \tau$ unter 45^0. Die Eisen müssen also dort die Werte τ aufnehmen. Durch Bügel konnte aufgenommen werden

$$\tau_0 \cdot b_0 = 90{,}7 \text{ kg/cm};$$

der Größtwert am Auflager beträgt:

$$\tau_{max} \cdot b_0 = 286{,}5 \text{ kg/cm (vgl. S. 214).}$$

Durch die Schrägeisen ist daher noch aufzunehmen (Abb. 129): eine Kraft von $\frac{133}{2}(286{,}5 - 90{,}7) \sim 13000$ kg.

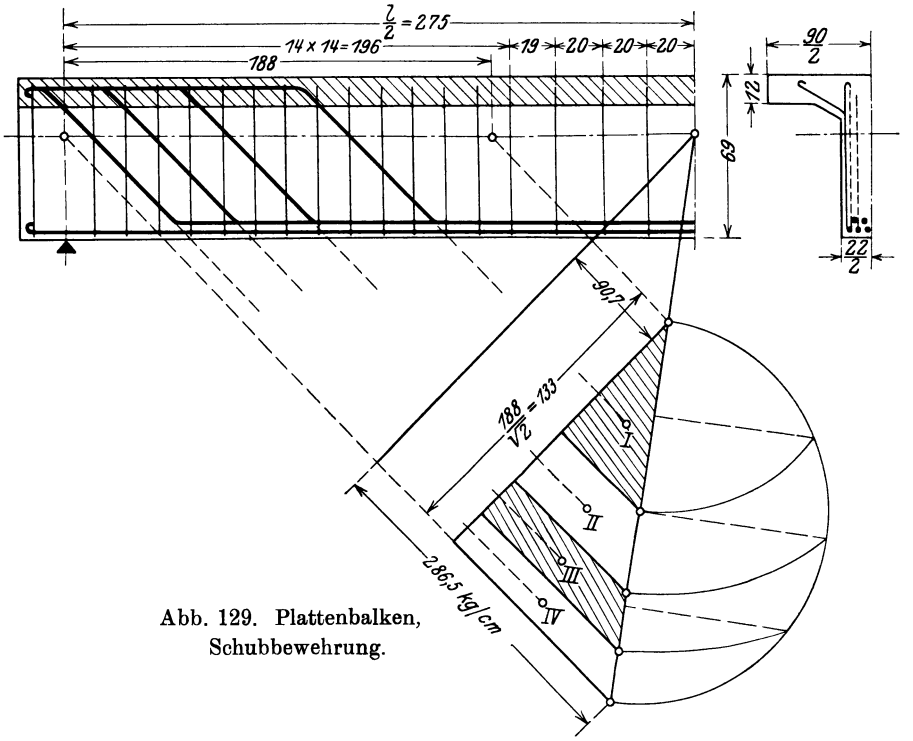


Abb. 129. Plattenbalken, Schubbewehrung.

Aufgebogen werden sollen 4 Rundeisen $\phi = 22$ mm mit $F_e = 4 \cdot 3{,}801 = 15{,}20$ cm². Die Eisenspannung beträgt daher: $\frac{13000}{4 \cdot 3{,}801} = 857$ kg/cm².

Soll die Kraft von 13000 kg gleichmäßig auf die 4 Eisen verteilt werden, müssen die 4 Spannungsflächen I, II, III und IV der Abb. 129 einander gleich sein. Die geometrische Konstruktion zur Abgrenzung der betreffenden Flächen ist in der Abbildung gezeigt. Der Ort der Schwerpunkte der einzelnen Flächen gibt die Achslage der aufzubiegenden Eisen an.

Zu prüfen bleibt, ob der durch Aufbiegen einzelner Eisen geschwächte Querschnitt noch imstande ist, das an der betreffenden Stelle vorhandene Moment aufzunehmen.

Abb. 130a, S. 216, zeigt die Momentenfläche infolge der Belastung mit q (= Parabel mit Stich $\frac{q \cdot l^2}{8} = 22700$ mkg), sowie diejenigen Momente, die der

Querschnitt nach Aufbiegung von 1, 2, 3 bzw. 4 Eisen noch aufzunehmen vermag. Die einzelnen Momente sind nach folgender Tabelle errechnet:

Querschnitt mit n Eisen $\phi = 22$ mm	F_e (cm²) $= \frac{n \cdot \pi \cdot 2{,}2^2}{4}$	M_i (mkg) $= F_e$ (cm²) $\cdot \sigma_e$ (kg/cm²) $\cdot z$ (m) $= F_e \cdot 1200 \cdot 0{,}576$
$n = 9$	34,20	23650
8	30,40	21000
7	26,60	18400
6	22,80	15800
5	19,00	13140

Ein Überschreiten der zulässigen Biegungsspannungen tritt also nicht ein.

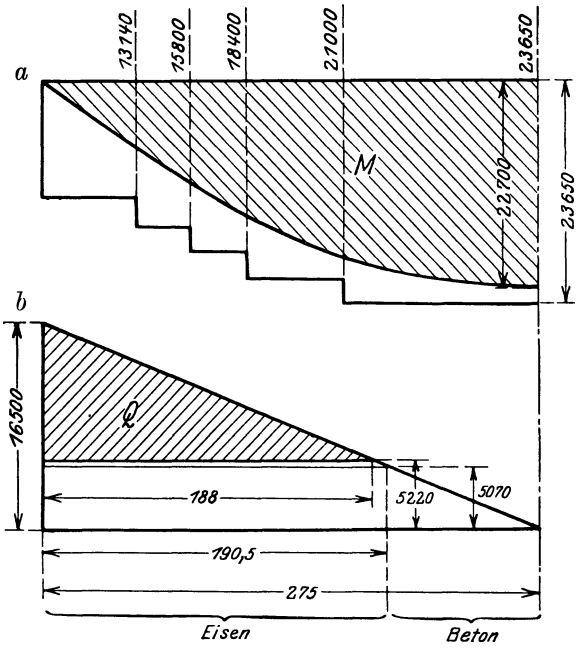


Abb. 130. Plattenbalken, M- und Q-Flächen.

Abb. 130b gibt die Querkraftfläche und deren Aufteilung. Im mittleren Teile des Trägers bis zu $Q = 5070$ kg, also auf eine Länge von

$$\frac{2 \cdot 275 \cdot 5070}{16\,500} = 2 \cdot 84{,}5 = 169 \text{ cm},$$

würde der Beton allein zur Aufnahme von Q genügen, da hier $\tau \leqq 4{,}0$. Bügel werden hier nur aus praktischen Gründen, und zwar in größerem Abstande angeordnet.

Wird die Mitwirkung des Betons zur Aufnahme von Q nicht berücksichtigt, so genügen bis $Q = 5220$ kg Bügel in 14 cm Abstand, also auf eine Länge von

$$\frac{2 \cdot 275 \cdot 5220}{16\,500} = 2 \cdot 87 = 174 \text{ cm}.$$

Auf $^1/_2(550 - 174) = 188$ cm von jedem Stützpunkt aus müssen Schrägeisen zur Aufnahme der durch Schraffur gekennzeichneten Querkraftgrößen angewendet werden.

Die Lage der zweckmäßig anzuordnenden Bügel ist in Abb. 129, S. 215, angegeben.

E. Längskraft: N.

I. Nur druckfeste massive Baustoffe. (Mauerwerk und Beton.)

Bauglieder aus Mauerwerk oder unbewehrtem Beton werden reinen Zugspannungen nicht ausgesetzt. Das Auftreten von Zug in ihren Querschnitten kommt nur dann vor, wenn Biegungsspannungen bei gleichzeitiger Wirkung mit Längsdruckspannungen diese überwiegen.

Da im Massivbau die Beanspruchung auf Druck als dem Material naturgemäß zukommend die Regel bildet, erscheint es angemessen, den Druck als Ausgangspunkt der Materialbeanspruchung anzunehmen und durchgehend mit + zu bezeichnen.

Die Wirkungsweise reiner Längskraft ist bedingt durch die Lage des Angriffspunktes im Schwerpunkt des Querschnittes. Allgemein üblich ist die Annahme, daß bei dieser Art des Kraftangriffes sich die Spannungen

$$\sigma_N = \frac{N}{F}$$

gleichmäßig über den Querschnitt verteilen. Eine einfache Überlegung über die verschiedenen Bedingungen, unter denen sich die einzelnen Längsfasern des Körpers deformieren müssen, zeigt, daß bei Annahme gleicher Längenänderung die Mittelfasern höhere Spannungen erhalten müssen als die Randfasern.

Auch hier liegt eine der fundamentalen Vereinfachungsannahmen vor, die eine vernünftige und praktisch brauchbare Anwendung mechanisch-physikalischer Gesetzmäßigkeiten im Bauwesen erst ermöglichen. Diese Vereinfachungen sind um so zweckmäßiger, je weiter sich die tatsächlichen Zerstörungserscheinungen von den Annahmen entfernen. Beim „Zerdrücken" ist dies zum Beispiel in weitgehendem Maße der Fall. Das „Zermalmen" tritt fast nie ein — es handelt sich vielmehr fast immer um Überwindung von Zug- oder Scherfestigkeit.

Über die Größe der anzunehmenden zulässigen Spannungen sagen die Bestimmungen 1925, S. 37:

Die größte Druckbeanspruchung des Betons für ruhende Last darf $^1/_5$ der Würfelfestigkeit W_{e28}[1]) nicht überschreiten und nicht größer sein als 50 kg/cm². Bei weichem und Gußbeton darf sie außerdem nicht größer sein als $\frac{W_{b28}}{3}$[2]). Ausnahmsweise können bei Gelenken und anderen besonderen Bauteilen höhere Beanspruchungen zugelassen werden. Die Zugfestigkeit des Betons bleibt bei der Berechnung der größten Druckspannung unbeachtet.

Bei Stützen und Pfeilern ist die Druckbeanspruchung (bei außermittiger Belastung die größte Kantenpressung) mit zunehmendem Verhältnis von Höhe (Länge) zur kleinsten Dicke abzumindern und höchstens anzunehmen:

für das Verhältnis	1 : 1	zu	$^1/_1$	der sonst zulässigen Beanspruchung.
„ „ „	5 : 1	„	$^1/_2$	
„ „ „	10 : 1	„	$^1/_4$	

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Stützen und Pfeiler mit einem Verhältnis von Höhe zur kleinsten Dicke größer als 10 sind nur in besonderen Fällen zulässig. Die zulässige Beanspruchung muß alsdann unter der für Pfeiler mit einem Verhältnis von Höhe zur kleinsten Dicke gleich 10 zugelassenen bleiben.

Bei Biegung mit Druck ist eine Zugspannung von $\frac{1}{20}$ der zulässigen Druckbeanspruchung gestattet.

II. Biegungsfester massiver Baustoff. (Eisenbeton.)

a) Säulen mit Längsbewehrung.

Die Verbundwirkung zwischen Eisen und Beton bedingt gleiche Formänderungen beider Bestandteile. Bei einem nur in axialer Richtung beanspruchten Baugliede muß daher sein:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e, \quad \text{also}$$

$$\frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{\sigma_e}{E_e},$$

$$\sigma_e = \frac{E_e}{E_b} \cdot \sigma_b = n \cdot \sigma_b.$$

[1]) W_{e28} = Würfelfestigkeit erdfeuchten Betons nach 28 Tagen.

[2]) W_{b28} = Würfelfestigkeit von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wird, nach 28 Tagen.

Die Eisenquerschnittsteile sind daher mit dem $n$fachen Betrage einzusetzen, alsdann kann der Verbundquerschnitt wie ein homogener Betonquerschnitt in die Rechnung eingeführt werden (vgl. S. 169).

Die grundlegende Gleichung für Beanspruchung durch eine Längskraft N ist daher

$$\sigma_b = \frac{N}{F_i} = \frac{N}{F_b + n \cdot F_e}.$$

Diese theoretische Beziehung sagt nichts aus über die Anordnung der Flächenteile F_b und F_e.

Die Gestalt von F_b ist in erster Linie von der Wirtschaftlichkeit der Schalung abhängig. Daher Bevorzugung der Rechteckform. Schon die Ab-

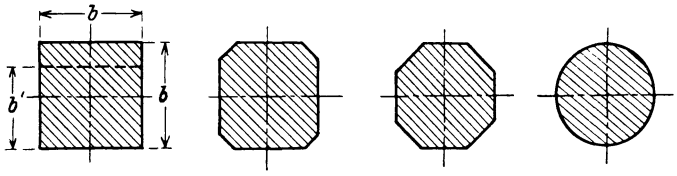


Abb. 131. Säulenquerschnittsformen.

schrägung der Kanten, sofern sie nicht durch Einlegen einer Dreiecksleiste erreichbar ist, und noch mehr der Polygon- oder Kreisquerschnitt verursachen erhebliche Mehrkosten. Ihre Wahl wird daher auf Sonderfälle beschränkt bleiben (Abb. 131).

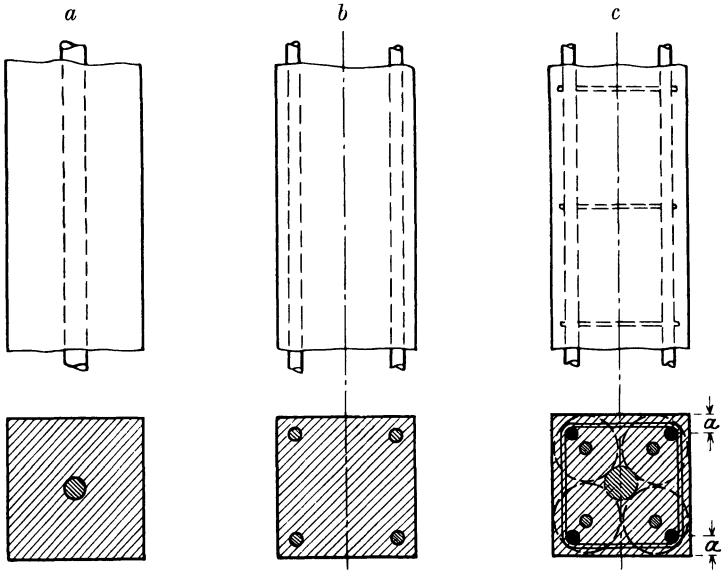


Abb. 132. Anordnung der Längsbewehrung.

Der Querschnittsanteil F_e könnte theoretisch geschlossen sein. Die Auflösung in mehrere Anteile und die Verschiebung an die Außenkanten von F_b hat folgende Gründe (Abb. 132):

Der umhüllende Beton soll die Eisen zu gemeinsamer Formänderung zwingen. Die Eisen müßten also möglichst gleichmäßig im Querschnitt verteilt sein (bei 4 Eisen etwa die mittlere Lage nach Abb. 132c).

Die monolithische Verbindung der Bauteile bringt aber praktisch fast immer neben der reinen Längskraft auch biegende Wirkungen. Daher erfolgt

Verschiebung nach außen bis zu einem praktischen Mindestmaß der Betonüberdeckung c. (Bestimmungen 1925, § 14, 5: Im Inneren der Bauten $c_{min} = 1{,}5$ cm, im Freien $= 2{,}0$ cm.) Der Abstand der Schwerlinie der Eisen vom Rande wird mit a bezeichnet.

Die nahe an den Außenkanten eingebetteten Eisen werden bei Längsbelastung wegen ihres großen Schlankheitsverhältnisses $\frac{l}{i}$ ausknicken und die Betonschale absprengen.

Erforderlich wird daher die Anordnung von Querverbindungen, sog. „Bügeln", die die Knicklänge verringern.

Theoretisch führt dies zu folgender Überlegung:

Spannungsgrenze des Eisens = Quetschgrenze $\simeq 2500$ kg/cm²;
Kraftanteil eines Längseisens vom Querschnitt f_e: $P_e = 2500 \cdot f_e$.

Nach Euler wird bei Einführung eines Sicherheitsfaktors $n = 4$:

$$\frac{\pi^2 E J}{4 \cdot l^2} = P_e; \qquad J = f_e \cdot i^2; \qquad \frac{l}{i} = \pi \sqrt{\frac{E f_e}{4 \cdot P_e}},$$

$$\frac{l}{i} = \pi \sqrt{\frac{E}{10000}} \sim 46.$$

Das Schlankheitsverhältnis liegt außerhalb des Gültigkeitsbereiches der Eulerschen Gleichung.

Die Bestimmungen 1925 verlangen in § 14, 11: $l < 12\,d$, d. h.

$$l/i \leqq \frac{12\,d}{d/4} = 48.$$

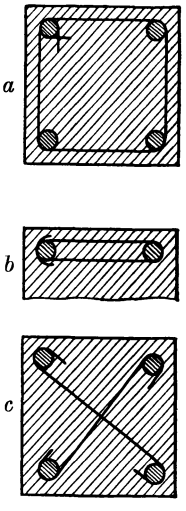


Abb. 133. Bügelformen.

Für diesen Schlankheitsgrad ist $\sigma_k = 2400$ angegeben, vgl. Abb. 153, S. 248, die Forderung $l \leqq 12\,\phi$ bedeutet daher eine $\frac{2400}{1200} = 2$ fache Sicherheit.

Vergleichsversuche mit verschiedenen Bügelformen[1]) (Abb. 133) ergaben:

		kg/cm²	
Abb. 133b:	Schleifenbügel	189,9	i. M. 184,4.
„ 133a:	Umschließungsbügel	182,5	
„ 133c:	Diagonalbügel	187,0	
„ 133a u. c:	Umschließungs- und Diagonalbügel	178,3	

Demnach ist die Form der Bügel unwesentlich. Angemessene Stärke etwa 5—8 mm.

Eine weitere Beschränkung des Bügelabstandes verlangen die Bestimmungen 1925 in § 14, 11 in der Forderung: $e <$ kleinste Säulendicke. Der Gedanke, hierdurch die Prismenfestigkeit des Betons auf die Würfelfestigkeit zu erhöhen, ist durch die Versuche nicht bestätigt. Die Bügel beeinflussen zwar die Querdehnung, aber längst nicht in dem Maße, wie dies die Reibung in den Druckflächen bei der Würfelprobe tut.

Der viereckige Umschließungsbügel (Abb. 133a) ist der einfachste und praktisch beste, da er das Betonieren am wenigsten stört. Hinsichtlich der Behinderung der Querdehnung ist er allerdings von geringer Wirkung, da er sich leicht nach außen verbiegt. Die Bestimmungen beschränken daher die Zulässigkeit einer Bewertung der Querbewehrung auf kreisrunde Bügel in geringen Abständen (Spiralen), die den Charakter der Umschnürung tragen (s. weiter unten).

[1]) Dtsch. Ausschuß f. Eisenbeton, Heft 5.

Das Maß der Bewehrung (Bewehrungsziffer $\mu = \frac{F_e}{F_b} = 100 \cdot \frac{F_e}{F_b}\,\%$) war durch § 17, 6 der Vorschriften 1916 nach unten und oben begrenzt:

$$\frac{0{,}8}{100} \leqq \mu \leqq \frac{3{,}0}{100}.$$

Die Bestimmungen 1925 haben die untere Grenze zwischen 0,8 und 0,5 verlegt.

Die Anwendung des Gesetzes:

$$\sigma_b = \frac{N}{F_i} = \frac{N}{F_b + n \cdot F_e} = \frac{N}{F_b\,(1 + n\,\mu)}$$

führt also zu folgenden Grenzwerten ($n = 15$ angenommen):

$$N_{\max} = 1{,}45\,F_b \cdot \sigma_b\,; \qquad N_{\min} = 1{,}12\,F_b \cdot \sigma_b \quad \text{bzw.} \quad 1{,}075 \cdot F_b \cdot \sigma_b\,.$$

Die obere Grenze hat ihre Begründung in Versuchsergebnissen, nach denen bei höherer Bewehrungsziffer die Bruchfestigkeiten nicht mehr gesetzmäßig wachsen[1]). Die Formel verliert ihre Zuverlässigkeit und der Eisenaufwand wird unwirtschaftlich.

Zusammenstellung 102. Zunahme der Bruchlast mit steigender Bewehrung.

Nr.	Querschnittt		Bewehrung		Bruchlast (t)		Zuwachs (%)	
	F_b cm²	$F_b + n\,F_c$ cm²	μ %	$1 + n \cdot \mu$	Nach Versuch	Theoretisch	der Bruchlast	der Bewehrung
1	625	625	0	1,00	126	(126)	0	0
2	625	731	1,13	1,17	148	148	17	17
3	625	813	2,03	1,30	155	164	23	30
4	625	1049	4,50	1,67	194	210	54	67

Die gleichen Versuche haben auch erwiesen, daß Rundeisen vor Flach- und Profileisen den Vorzug verdienen.

Da die Eisenspannung $\sigma_e = n \cdot \sigma_b$ den Wert der n-fachen Betonspannung nicht überschreiten kann, so werden die Eisen bei zentrischem Lastangriff nie bis zur zulässigen Grenze ausgenutzt.

Die zulässigen Spannungswerte für zentrischen Druck sind nach § 19, 2 der Bestimmungen 1925:

		Zulässige Beanspruchung in kg/cm² bei Stützen ohne Knickgefahr	
		im allgemeinen	in Brücken
1	Handelszement: $W_{e28} \geqq 200$ kg/cm² . . . . und außerdem $W_{b28} \geqq 100$ kg/cm²	35 kg/cm²	30 kg/cm²
2	Hochwertiger Zement: $W_{e28} \geqq 275$ kg/cm² . . . . und außerdem $W_{b28} \geqq 130$ kg/cm²	45 kg/cm²	40 kg/cm²
3	In besonderen Fällen bei Nachweis der Würfelfestigkeit: $W_{b28} \geqq \nu \cdot \sigma_{zul}$ . . . . . und außerdem $W_{e28} \geqq 250$ kg/cm²	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{3}$ jedoch nicht mehr als 60 kg/cm²	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{4}$ jedoch nicht mehr als 50 kg/cm²

[1]) Probst: Vorlesungen über Eisenbeton, I, S. 214.

b) Umschnürte Säulen (Abb. 134).

Die Querdehnung des gedrückten massiven Baugliedes muß durch die eingebetteten Eisen (Bügel) beeinflußt werden. Dies wird um so mehr der Fall sein, je enger die Quereisen liegen und je günstiger ihre Form ist. Eine völlig zutreffende theoretische Erfassung der gesetzmäßigen Zusammenhänge zwischen den Kraftwirkungen und Formänderungen wird schwerlich erreichbar sein. Für die plastische Vorstellung ist der folgende von Saliger angegebene Rechnungsgang der geeignetste.

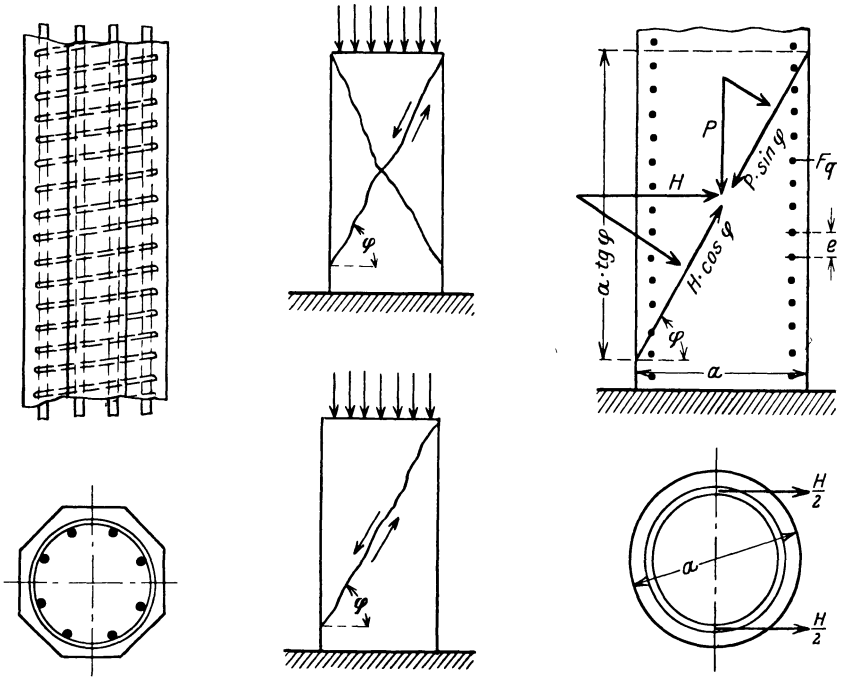


Abb. 134. Spiralbewehrung. Abb. 135. Bruchform einer Säule. Abb. 136. Wirkung der Umschnürung.

Er beruht auf dem Vergleich zwischen den Scherkräften in den schrägen Bruchflächen einer unbewehrten (Abb. 135) und einer mit Ringen oder Spirale bewehrten Betonsäule (Abb. 136).

Annahmen:

$$\tau = \frac{Q}{F}; \quad F = \frac{F_b}{\cos\varphi}.$$

1. Unbewehrte Säule. Bruchlast $= P'$.

$$\tau = \frac{P' \cdot \sin\varphi}{\frac{F_b}{\cos\varphi}}.$$

2. Bewehrte Säule. Bruchlast $= P$.

$$\tau = \frac{P \cdot \sin\varphi - H \cdot \cos\varphi}{\frac{F_b}{\cos\varphi}}.$$

Die Scherfestigkeit sei in beiden Fällen gleich, also

$$P \cdot \sin\varphi - H \cdot \cos\varphi = P' \cdot \sin\varphi, \qquad P = P' + H \cdot \operatorname{ctg}\varphi.$$

Darin ist H die Kraft, die von allen Ringen der Höhe $a \cdot \operatorname{tg} \varphi$ (Abb. 136) aufgenommen wird.

Bei einem Ringabstand e ist die Zahl der beteiligten Ringe: $\frac{a \operatorname{tg} \varphi}{e}$.

Wird der Ringquerschnitt mit F_q, die Ringspannung mit σ_{eq} bezeichnet, so folgt:

$$H = 2 \cdot F_q \cdot \sigma_{eq} \cdot \frac{a \cdot \operatorname{tg} \varphi}{e};$$

$$P = P' + 2\, F_q \sigma_{eq} \cdot \frac{a}{e},$$

worin der Anteil P' dem Beton, der Anteil $2 \cdot F_q \cdot \sigma_{eq} \cdot \frac{a}{e}$ der Querbewehrung zufällt.

Ist der Beton zugleich mit F_e längsbewehrt, so wird

$$P' = \sigma_b (F_b + n \cdot F_e),$$

$$P = \underbrace{\sigma_b (F_b}_{\text{Beton}} + \underbrace{n F_e)}_{\text{Längs-}} + \underbrace{2\, F_q \cdot \sigma_{eq} \cdot \frac{a}{e}}_{\text{Querbewehrung}}.$$

Wird die Querbewehrung F_q in Längsbewehrung F_s umgerechnet (gemäß § 18, 7 der Bestimmungen 1925) nach:

$$F_s = \frac{\pi D F_q}{e} \quad \text{oder} \quad F_q = \frac{e}{\pi D} \cdot F_s,$$

und wird $\sigma_{eq} = \alpha \cdot \sigma_b$ gesetzt, so folgt:

$$P = \sigma_b \left(F_b + n \cdot F_e + \frac{2 \cdot \alpha \cdot a}{\pi D} \cdot F_s\right),$$

$$P = \sigma_b (F_b + n F_e + m \cdot F_s).$$

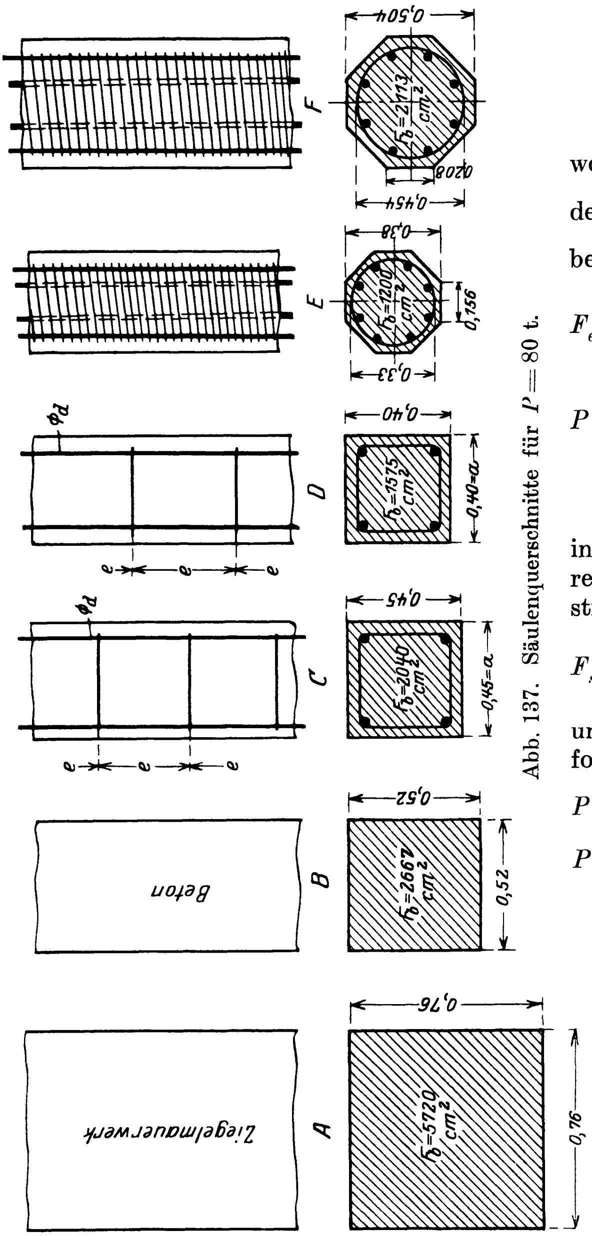


Abb. 137. Säulenquerschnitte für $P = 80$ t.

Zur Ermittlung des Faktors m sind zahlreiche Versuchsergebnisse herangezogen, auf die im einzelnen hier nicht eingegangen werden kann und die in den Bestimmungen zu folgenden Zahlenwerten und Bedingungen geführt haben. Nach § 18, 7 der Bestimmungen 1925 ist:

$$P = \sigma_b (F_k + 15 F_e + 45 \cdot F_s).$$

Grundlage der Rechnung ist der **Bruchzustand**. Da die Schale der Säule abspringt, bevor die Tragfähigkeit des in der Umschnürung liegenden Betonkerns (F_k) erschöpft ist, so ist als Betonquerschnitt der von der Umschnürung umfaßte Querschnitt F_k an Stelle von F_b zu wählen.

Die Zahl m wurde auf Grund der Versuche zu 45 festgesetzt. Ferner

wurde nach den Vorschriften 1916 verlangt: Ganghöhe $e \leqq 8$ cm und $\leqq \frac{D}{5}$, da nur bei enger Umschnürung die Wirkung der Querdehnungs-Behinderung gesichert ist; $F_e \geqq \frac{1}{3} F_s$, weil mit Rücksicht auf die Biegung stets ein Mindestmaß von Längsbewehrung vorhanden sein soll.

Diese Einschränkungen fehlen in den neuen Bestimmungen 1925. Die folgende Beziehung zwischen den Querschnittsgrößen ist nach den gemachten Erfahrungen für ausreichend erachtet worden. Es soll sein:

$$F_i = (F_k + n \cdot F_e + m \cdot F_s) \leqq 2 \cdot F_b,$$

um eine übermäßige Eisenbewehrung zu verhindern. Außerdem ist die Vorschrift für Längsbewehrung in § 14, 11:

$$\frac{0{,}5 \text{ bis } 0{,}8}{100} \leqq \mu \leqq \frac{3{,}0}{100}$$

zu beachten. Um die Wirkung der Eisenbewehrung übersichtlich darzustellen, sind in der nachstehenden Zahlentafel für eine zentrische Last von 80 t die innerhalb der Vorschriften möglichen Querschnittsabmessungen einer Säule ermittelt. Abb. 137 gibt den maßstäblichen Vergleich der hiernach konstruierten Säulen aus Ziegelmauerwerk, Beton, längsbewehrtem und umschnürtem Eisenbeton bei den verschiedenen Bewehrungsprozenten.

Zusammenstellung 103. Dimensionierung und Bewehrung von Säulen verschiedenen Materials für eine zentrische Last $P = 80$ t.

Nr.	Material	Abb. 137	σ_{zul} kg/cm²	F_b cm²	Bewehrung %	Bewehrung cm² F_e	F_s	$F_e + F_s$
1	Ziegelmauerwerk	A	14	5720	—	—	—	—
2	Beton	B	30	2667	—	—	—	—
3	Eisenbeton mit Längsbewehrung $\mu = 0{,}8$ bis $3{,}0$ %	C	35	2040	0,8	16,3	—	16,3
4			35	2000	1,0	20,0	—	20,0
5			35	1855	1,5	27,8	—	27,8
6			35	1760	2,0	35,2	—	35,2
7			35	1660	2,5	41,5	—	41,5
8		D	35	1575	3,0	47,2	—	47,2

Nr.	Material			Abb. 137	Längsbewehrung %	F_k cm²	F_b cm²	$F_e + 3 F_s$ cm²	Bewehrung cm² F_e	F_s	$F_e + F_s$	$\frac{F_s}{F_e} = \alpha$	F_i cm²	$\frac{F_i}{F_b}$
9	Umschnürter Eisenbeton	Minimal-	F_s Bewehrung	F	0,8	1620	2113	44	16,9	9,0	25,9	0,53	2285	1,08
10					1,5	1620	2113	44	31,6	4,1	35,7	0,13	2285	1,08
11					3,0	1620	2113	44	63,4				2285	1,08
12		Mittel-			0,8	1250	1670	69	13,4	18,5	31,9	1,38	2285	1,37
13					1,5	1250	1670	69	25,0	14,7	39,7	0,59	2285	1,37
14					3,0	1250	1670	69	50,0	6,3	56,3	0,13	2285	1,37
15		Maximal-		E	0,8	860	1200	95	9,6	28,5	38,1	3,0	2285	1,91
16					1,5	860	1200	95	18,0	26,0	44,0	1,5	2285	1,91
17					3,0	860	1200	95	36,0	19,7	55,7	0,55	2285	1,91

Mörsch gibt in seinem Buche „Der Eisenbetonbau“, 5. Aufl., 1. Band, 1. Hälfte, S. 169 Bemessungstafeln für einfach bewehrte und umschnürte

Säulen gemäß Abb. 138, die ein schnelles Auffinden der den Vorschriften entsprechenden Abmessungen ermöglichen bzw. bei Nachprüfung von Säulenquerschnitten auf etwaiges Überschreiten der zulässigen Spannungen gute Dienste leisten.

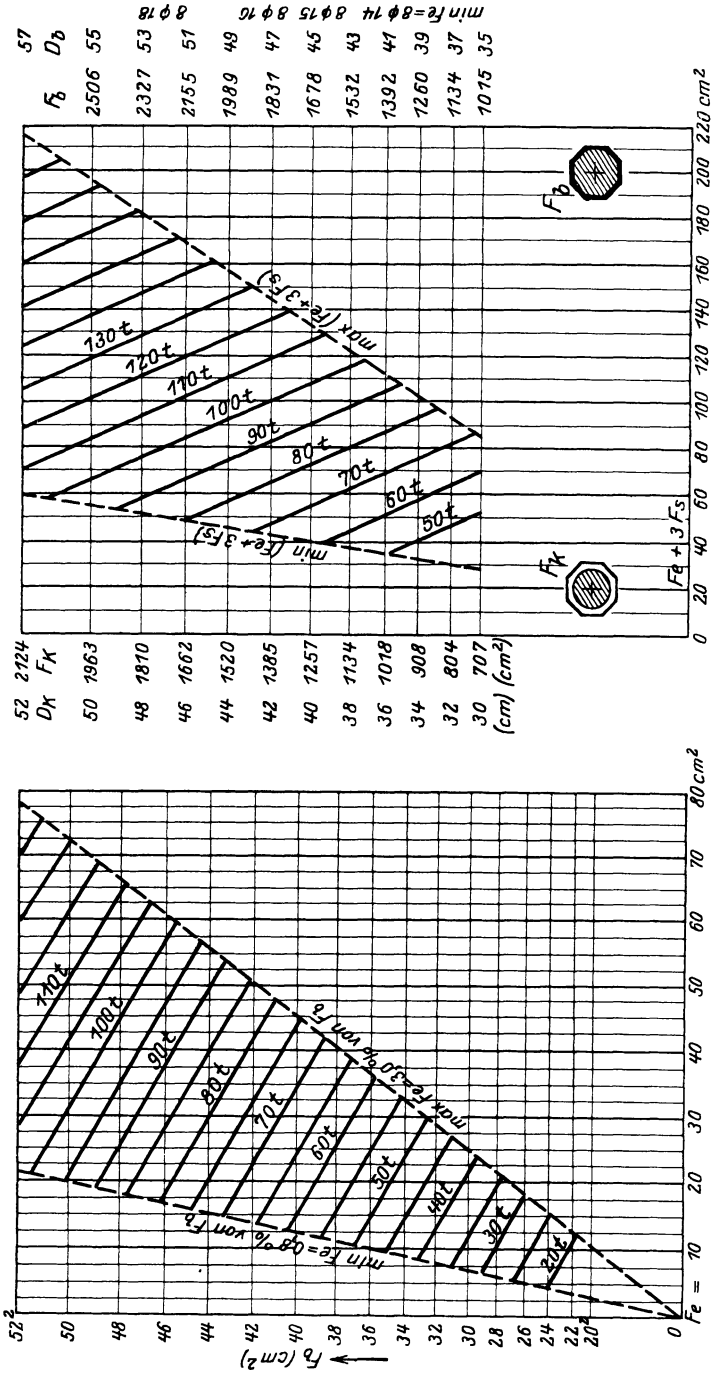


Abb. 138. Säulendimensionierungstafel nach Mörsch für $\sigma_b = 35$ kg/cm².

Eine Tabelle für die Querschnittsbemessung quadratischer, längsbewehrter Säulen sowie achteckiger Säulen mit und ohne Umschnürung für $\sigma_b = 35$ kg/cm² und Bewehrungsziffern $\mu = 0{,}08$ bis $3{,}00\,\%$ gibt Taschenbuch Foerster,

4. Aufl., auf S. 444, desgleichen für Nachrechnung von Eisenbetonsäulen der gleichen Querschnittsart mit 25 bis 100 cm kleinster Querschnittsdicke auf S. 445.

Neue Formeln unter Zugrundelegung der amtlichen Bestimmungen hat Dr.-Ing. A. Zeuns jüngst aufgestellt und in dem Aufsatz „Dimensionierung spiralbewehrter Säulen" im Bauingenieur 1925, S. 684 bis 686, nebst Anwendungsbeispielen veröffentlicht. Sie ermöglichen die Festlegung der günstigsten Betonabmessungen und Eiseneinlagen unter Ausschaltung der üblichen Versuchsrechnungen.

§ 14, 11: Säulen. In Säulen mit Längseisen und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung darf bei voller Ausnutzung der zulässigen Beanspruchung σ_b der Querschnitt der Längsbewehrung F_e höchstens 3 % des Betonquerschnitts ausmachen. Die Mindestlängsbewehrung soll sein bei einem Verhältnis von Säulenhöhe zur kleinsten Dicke der Säule $\frac{h}{s} \geqq 10$ 0,8 %, bei einem Verhältnis $\frac{h}{s} = 5$ 0,5 % des Betonquerschnitts. Zwischenwerte sind entsprechend einzuschalten. Als Säulenhöhe ist bei Hochbauten stets die volle Stockwerkshöhe in Rechnung zu stellen. Wird die Säule mit einem größeren Betonquerschnitt ausgeführt als statisch erforderlich ist, so braucht das Bewehrungsverhältnis nur auf den statisch erforderlichen Betonquerschnitt bezogen zu werden. Die Längseisen sind durch Bügel zu verbinden, deren Abstand, von Mitte gemessen, nicht größer als die kleinste Säulendicke sein und nicht über die 12fache Stärke der Längsstäbe hinausgehen darf.

Als umschnürte Säulen sind solche mit Querbewehrung nach der Schraubenlinie (Spiralbewehrung) und gleichwertigen Wicklungen[1]) oder mit Ringbewehrung versehene Säulen mit kreisförmigem Kernquerschnitt anzusehen, bei denen das Verhältnis der Ganghöhe der Schraubenlinie oder des Abstandes der Ringe zum Durchmesser des Kernquerschnitts kleiner als $^1/_5$ ist. Der Abstand der Schraubenwindungen oder der Ringe soll nicht über 8 cm hinausgehen.

Die Längsbewehrung F_e muß mindestens $^1/_3$ der Querbewehrung F_s (vgl. § 18, Ziff. 7) sein und darf außerdem nicht weniger als 0,8 % und nicht mehr als 3 % des Flächeninhalts F_b ausmachen.

Stützen, deren Höhe (Stockwerkshöhe) mehr als das 20fache der kleinsten Querschnittsdicke oder deren Querschnitt weniger als 25/25 cm beträgt, sind nur ausnahmsweise (z. B. bei Fenstersäulen) zulässig.

§ 18, 6: Stützen mit gewöhnlicher Bügelbewehrung. Mittiger Druck. Bei Stützen ohne Knickgefahr und mit gewöhnlicher Bügelbewehrung (vgl. § 14, Ziff. 11, Abs. 1) berechnet sich die zulässige mittige Belastung aus der Formel

$$P = \sigma_b \cdot (F_b + 15\, F_e) = \sigma_b \cdot F_i,$$

worin σ_b die zulässige Druckspannung des Betons für Stützen, F_b die Querschnittsfläche des Betons und F_e diejenige der Längseisen bedeuten.

§ 18, 7: Umschnürte Säulen. Mittiger Druck. Bei umschnürten Säulen (vgl. § 14, Ziff. 11, Abs. 2) und anderen umschnürten Druckgliedern mit kreisförmigem Kernquerschnitt soll die zulässige mittige Last aus der Formel

$$P = \sigma_b \cdot (F_k + 15\, F_e + 45 F_s) = \sigma_b \cdot F_i$$

berechnet werden. Hierin bedeuten F_k den Querschnitt des umschnürten Kerns (durch die Mitte der Querbewehrungseisen begrenzt), $F_s = \frac{\pi \cdot D \cdot f}{s}$, wenn D den mittleren Krümmungsdurchmesser der Querbewehrungseisen, f den Querschnitt der letzteren und s ihren Abstand in Richtung der Säulenachse (von Mitte zu Mitte) bezeichnen.

Dabei muß sein

$$F_i = (F_k + 15\, F_e + 45\, F_s) \leqq 2\, F_b.$$

Quadratischen oder rechteckigen Umschnürungen wird keine Erhöhung der Tragfähigkeit zuerkannt. Nach dieser Art bewehrte Säulen und Druckglieder sind nach Ziff. 6 zu berechnen.

---

[1]) Die Gleichwertigkeit ist nachzuweisen.

F. Biegung und Längskraft: M/N.

I. Nur druckfeste massive Baustoffe (Mauerwerk und Beton).

Eine Beanspruchung durch Biegung und durch Längskraft tritt in massiven Baugliedern auf, sobald der Angriffspunkt der resultierenden Kraft aus der Schwerlinie des homogenen Querschnitts heraustritt. Die Wirkung der senkrecht zum Querschnitt stehenden Kraft N im Abstande e von der Schwerlinie ist aufzulösen in die Wirkung einer in der Schwerachse wirkenden Kraft N, die Druckspannungen $\sigma_N = \frac{N}{F}$ hervorruft, und eines Momentes $N \cdot e$, das Biegungsspannungen $\frac{M \cdot c}{J}$ erzeugt. Die Vertrautheit des Lesers mit dem Begriff „Kernpunktsmoment" wird vorausgesetzt. Daher mögen folgende kurze Angaben genügen.

Grundlage: $\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$; die Querschnittsform ist symmetrisch zur Kraftebene; Druckspannung positiv.

Die Randspannungen sind:

Addition: Größte Druckspannung $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{N \cdot e}{W}$; Schwerpunktsabstand c; Widerstandsmoment $W = \frac{J}{c}$.

Subtraktion: Kleinste Druckspannung oder Zugspannung $\sigma' = \frac{N}{F} - \frac{N \cdot e}{W'}$; Schwerpunktsabstand c'; Widerstandsmoment $W' = \frac{J}{c'}$.

Wird $F = \frac{J}{i^2}$ gesetzt, so folgt:

$$\sigma = \frac{N \cdot i^2}{J} + \frac{N \cdot e \cdot c}{J} \quad \text{oder} \quad \frac{N\left(\frac{i^2}{c} + e\right)}{W};$$

$$\sigma' = \frac{N \cdot i^2}{J} - \frac{N \cdot e \cdot c'}{J} \quad \text{oder} \quad \frac{N\left(\frac{i^2}{c'} - e\right)}{W'}.$$

Die Bedingung für die Größe der Kernweiten ist $\sigma' = 0$; $e = \frac{i^2}{c'} = k'$ (gültig für den Querschnittsteil mit dem Schwerpunktsabstand c); und entsprechend $k = \frac{i^2}{c}$ (gültig für den anderen Querschnittsteil mit dem Schwerpunktsabstand c').

Die Benennungen k' und k sind natürlich willkürlich. Bei der hier gewählten Art liegen k und c bzw. k' und c' je auf verschiedenen Seiten der Schwerlinie.

Die Randspannungen aus N und M können unter Benutzung der Kernweiten nunmehr mit Hilfe der „Kernpunktsmomente" errechnet werden.

$$\frac{i^2}{c} + e = (k + e) = \eta; \qquad \sigma = \frac{N \cdot \eta}{W} \text{ (größte Druckspannung).}$$

Da k und e sich gegenüber liegen, so addieren sich die Strecken zu dem großen Hebelarm η. Die größte Druckspannung muß ja auf der Seite des Lastangriffes auftreten.

$$\left(\frac{i^2}{c'} - e\right) = (k' - e) = \eta'; \qquad \sigma' = \frac{N \cdot \eta'}{W'}$$

(kleinste Druckspannung oder größte Zugspannung).

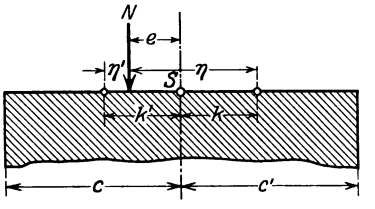
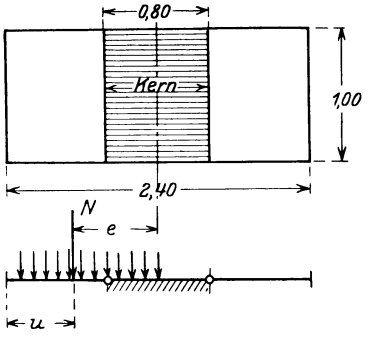


Abb. 139. Spannungsermittlung.

Da k' und e auf derselben Seite der Querschnittes liegen, so entsteht als Differenz der Strecken entweder der kleine noch positiv zu bewertende Hebelarm, oder für den Fall $k' < e$ ein negativ zu wertender, den Drehungssinn umkehrender Hebelarm η'. Auf dem dem Lastangriff abgekehrten Rande entsteht also entweder Druck, positiv, und zwar der kleinste Wert (sein absoluter Wert ist in praxi von untergeordneter Bedeutung) oder es tritt Zugspannung auf, die am Rande ihren Größtwert erreicht.



Der große praktische Vorteil der Benutzung der Kernpunktsmomente liegt darin, daß die lästige Summenbildung der Ursprungsgleichung fortfällt und die Spannung mit einer Rechenschieberstellung ermittelt werden kann. Auch für die Zeichnung von Einflußlinien ist die Anwendung der Kernpunktsmomente

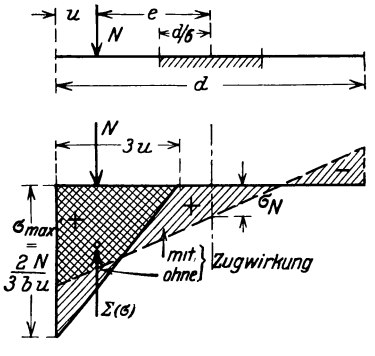


Abb. 140. Spannungsverteilung ohne / mit Zugwirkung.

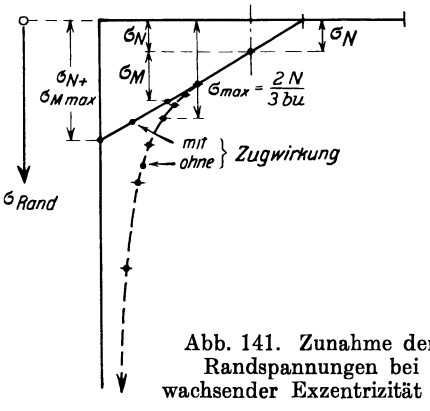


Abb. 141. Zunahme der Randspannungen bei wachsender Exzentrizität e.

sehr vorteilhaft. Ist deren Berücksichtigung für die Spannungsermittelung nicht statthaft, oder ist Zugwirkung, wie in der Grundfuge, praktisch nicht vorhanden, so verringert sich die Breite des wirksamen Querschnittsteiles und die Randspannungen auf der gedrückten Seite werden entsprechend stärker. Für den Rechteckquerschnitt ergibt sich dann $\sigma'_{\max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot u}$ (siehe weiter unten) nach Abb. 140.

Die durch das schnelle Anwachsen der Randspannungen bei weiterer Zunahme der Exzentrizität e entstehende Gefahr veranschaulicht die Auftragung (Abb. 141) der Randspannungen, die in nachstehender Tabelle für einen rechteckigen Mauerquerschnitt $1{,}00 \times 2{,}40$ m berechnet wurden, auf den eine Kraft $N = 72$ t wirkt.

Zusammenstellung 104.

Randspannungen in massivem Mauerquerschnitt 1,00 × 2,40 m

mit / ohne } Berücksichtigung der Zugfestigkeit. $N = 72$ t.

Einheiten: kg und cm.

Exzentrizität e	$\sigma_N = \frac{N}{F} = \frac{72000}{100 \cdot 240}$	$\sigma_M = \frac{M}{W} = \frac{72000 \cdot e}{\frac{100 \cdot 240^2}{6}} = \frac{3}{40} \cdot e$	Randabstand u	$\sigma'_{max} = \frac{2N}{3 \cdot b \cdot u} = \frac{2 \cdot 72000}{3 \cdot 100 \cdot u} = \frac{480}{u}$	$\sigma_{max} = \sigma_N + \sigma_M$ mit Berücksichtigung der Zugspannung	σ'_{max} ohne Berücksichtigung der Zugspannung	$\frac{\sigma'_{max}}{\sigma_{max}}$
0	3,00	0	—	—	3,00		1
10	3,00	0,75	—	—	3,75		1
20	3,00	1,50	—	—	4,50		1
30	3,00	2,25	—	—	5,25		1
40 (Kerngrenze)	3,00	3,00	80	6,00	6,00		1
50	3,00	3,75	70	6,86	6,75	6,86	1,02
60	3,00	4,50	60	8,00	7,50	8,00	1,06
70	3,00	5,25	50	9,60	8,25	9,60	1,16
80	3,00	6,00	40	12,00	9,00	12,00	1,33
90	3,00	6,75	30	16,00	9,75	16,00	1,64
100	3,00	7,50	20	24,00	10,50	24,00	2,29
110	3,00	8,25	10	48,00	11,25	48,00	4,25
120 (Rand)	3,00	9,00	0	∞	12,00	∞	∞

Der grundlegende Unterschied zwischen den Belastungsfällen eines Querschnitts

a) nur durch M (reine Biegung) und

b) durch M und N (Biegung und Längskraft)

besteht darin, daß bei a) die Spannungsnullinie mit der Schwerlinie des Querschnitts zusammenfällt, bei b) dagegen nicht. Bei reiner Biegung hängt

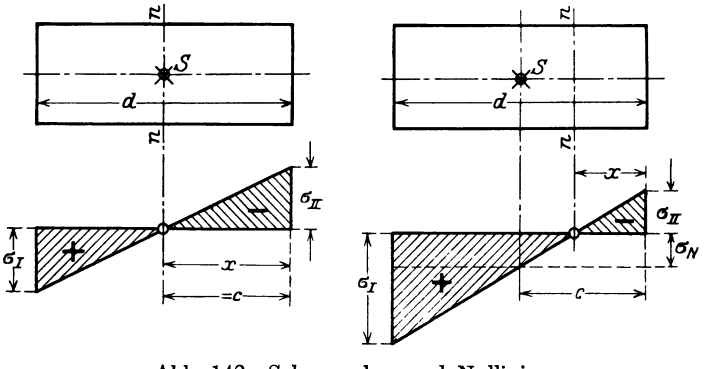


Abb. 142. Schwerachse und Nullinie.

ihre Lage lediglich von den Abmessungen des Querschnitts einschließlich der Eiseneinlagen ab, im Falle M/N dagegen außerdem von der jeweiligen Belastung. Abb. 142 zeigt die Spannungsverteilung und die Lage der Nullinie sowie der Schwerachse für beide Fälle.

In den nachstehenden Darlegungen sind durchweg die folgenden Bezeichnungen (vgl. Abb. 142) für die verschiedenen Fälle genommen worden:

Querschnittsbreite: d;

Abstände der Schwerachse von den Außenkanten: c auf der Zugseite und $(d - c)$ auf der Druckseite;

Abstände der Nullinie von den Außenkanten: x auf der Zugseite und $(d - x)$ auf der Druckseite;

Abstand des Angriffspunktes der Längskraft von der Schwerachse: e (Abb. 145);

Abstand des Angriffspunktes der Längskraft von der Betondruckkante: u (vgl. Abb. 143a);

Nullpunkt im Spannungsbilde für (M/N): i (vgl. Abb. 143, 145c, 149).

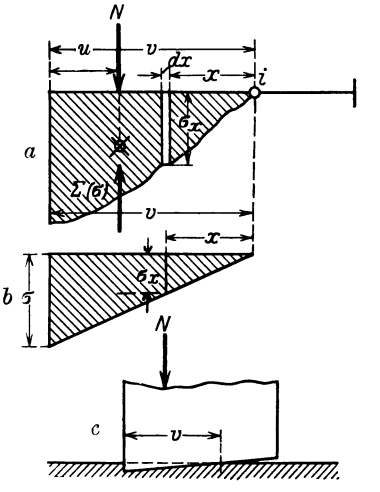


Abb. 143. Spannungsverteilung bei fehlender Zugwirkung.

Wenn verankernd wirkende Zugspannungen nicht auftreten können, so muß infolge der elastischen Formänderungen die ungedrückte Seite sich abheben. Nur ein Teil des Querschnitts von der Ausdehnung v kommt mithin zur Wirkung (Abb. 143c).

Bei beliebiger Spannungsverteilung folgt (Abb. 143a):

1. $\Sigma(V) = 0;\ N = \int_0^v b \cdot dx \cdot \sigma_x;$

2. $\Sigma(Mi) = 0;\ N(v - u) = \int_0^v b \cdot dx \cdot \sigma_x \cdot x.$

Wird die allgemein als zulässig erkannte Annahme linearer Spannungsverteilung zugrunde gelegt, so ist

$$\sigma_x = \sigma \cdot \frac{x}{v} \text{ (Abb. 143b);}$$

$$(v - u) \cdot \int_0^v \frac{b \cdot \sigma \cdot x \cdot dx}{v} = \int_0^v \frac{b \cdot \sigma}{v} \cdot x^2 \cdot dx;$$

$$(v - u) \cdot \frac{v^2}{2} = \frac{v^3}{3};$$

$$v = 3\,u.$$

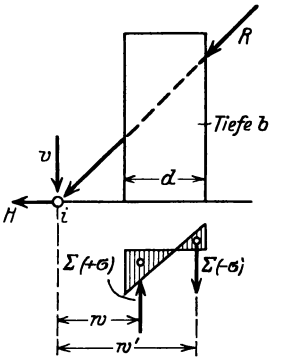


Abb. 144. Kraftangriff außerhalb des Querschnitts.

Die Beziehung zwischen N und σ lautet dann:

$$N = \frac{b \cdot \sigma \cdot 3\,u}{2} \quad \text{oder} \quad \sigma = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot u \cdot b} \text{ (vgl. S. 227).}$$

Dies Ergebnis folgt auch unmittelbar aus der Überlegung, daß die Gegenkräfte N und $\Sigma(\sigma)$ nur im Gleichgewicht sein können, wenn sie in einer Linie wirken.

Liegt der Angriffspunkt außerhalb des Querschnitts (Abb. 144), so kann Gleichgewicht nur bestehen, wenn Zugspannungen wirksam sind. Ist dies unmöglich, wie z. B. in der Gründungsfuge, so kippt die Stütze um. $\Sigma(+\sigma) \cdot w$ kann nicht gleich 0 sein, wohl aber $\Sigma(+\sigma) \cdot w - \Sigma(-\sigma) \cdot w'$.

Die Vorschriften der Bestimmungen 1925 über zulässige Spannungen für den Belastungsfall M/N sind auf S. 245/246 gegeben.

II. Biegungsfester massiver Baustoff (Eisenbeton).

Die Eisenbetonbestimmungen 1925 schreiben in § 18, 1 zur Berechnung der Spannungen für den Belastungsfall M/N die Annahme vor (vgl. S. 166 unter „M"), daß sich die Dehnungen wie die Abstände von der Nullinie verhalten, ferner, daß von einer Mitwirkung des Betons auf Zug für Entwurfsberechnung ganz abzusehen ist, so daß alle Zugspannungen allein der Zugeiseneinlage zugewiesen werden (Stadium IIb).

Die nachstehenden Berechnungen setzen ferner voraus, daß der zu behandelnde Querschnitt symmetrisch zur Kraftebene ausgebildet ist. Ausnahmen hiervon kommen praktisch selten vor, sie veranlassen dann zu zeichnerischer Behandlung der Aufgabe.

Liegt der Angriffspunkt der Kraft, wie es meist der Fall ist, auf der Symmetrieachse des Querschnitts, so liegt „einfache" Biegung vor, liegt er dagegen außerhalb, so ist der Fall „doppelter" Biegung gegeben[1]).

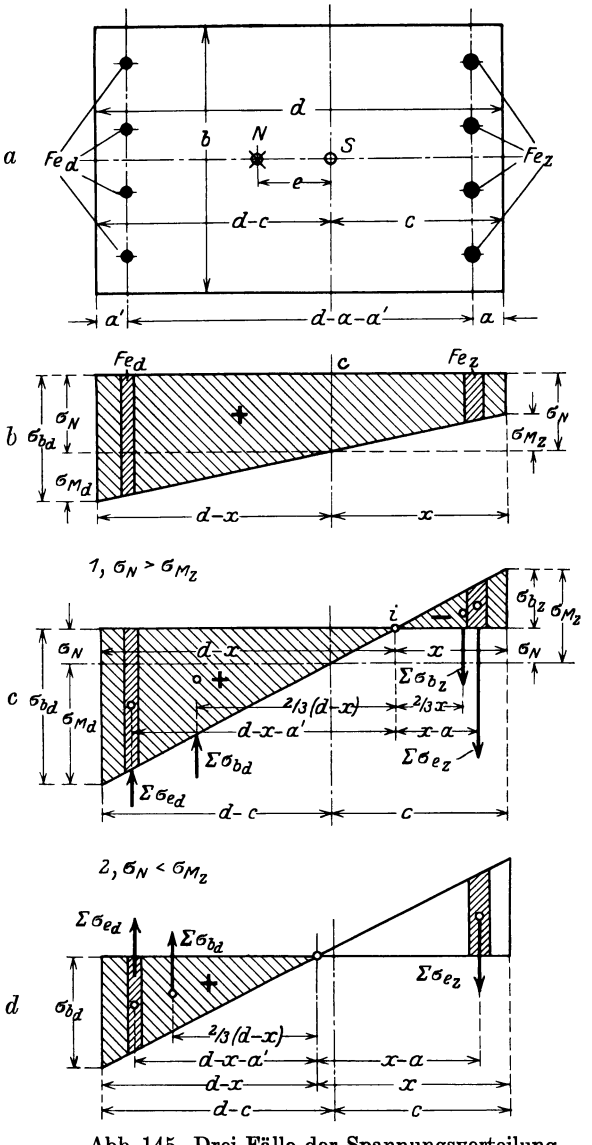


Abb. 145. Drei Fälle der Spannungsverteilung.

a) Prüfungsverfahren.

Zur gleichmäßig verteilten Druckspannung σ_N aus der Längskraft N treten die Biegungsspannungen aus dem Moment $N \cdot e$ mit den Bezeichnungen σ_{Md} und σ_{Mz} (Abb. 145).

In der Druckzone wird die Spannung:

$$\sigma_{bd} = \sigma_N + \sigma_{Md},$$

in der Zugzone:

$$\sigma_{bz} = \sigma_N - \sigma_{Mz}$$

hervorgerufen.

Drei Fälle sind zu unterscheiden:

1. Fall. $\sigma_N > \sigma_{Mz}$: Im Querschnitt herrscht nur Druckspannung (Abb. 145b),

2. Fall. $\sigma_N < \sigma_{Mz}$: Zugspannungen treten auf (Abb. 145c);

3. Fall. $\sigma_N < \sigma_{Mz}$: Zugspannungen im Beton werden vernachlässigt (Abb. 145d).

Die Kraftwirkung wird in üblicher Weise zerlegt:

---

[1]) Vgl. die Ausführungen von R. Rossin in Armierter Beton 1918, S. 5ff.

Wirkung der Längskraft N im Schwerpunkt des Verbundquerschnittes,
Wirkung des Kräftepaares $N \cdot e = M$.

Aus Abb. 146b folgt als Ausdruck des Gleichgewichtes der senkrechten Kräfte $[\Sigma(V) = 0]$:

$$N = \sigma_N (b \cdot d + n \cdot F_{ed} + n \cdot F_{ez}).$$

Für den Ausdruck des Gleichgewichtes der Momente $(\Sigma M = 0)$ wird zweckmäßig als Drehpunkt der Schwerpunkt c des Querschnittes gewählt (Abb. 146c). Bei Betrachtung der Biegung für sich liegt die Spannungs-Nullinie in der Schwerachse.

Die Gleichung lautet:

$$M = N \cdot e = \Sigma \sigma_{Md} \cdot \frac{2}{3}(d - c) + \Sigma \sigma_{Mz} \cdot \frac{2}{3} c + \Sigma \sigma_{ed}(d - c - a') + \Sigma \sigma_{ez}(c - a).$$

Darin ist:

$$\Sigma \sigma_{Md} = \sigma_{Md} \cdot \frac{b(d - c)}{2}; \qquad \Sigma \sigma_{Mz} = \sigma_{Mz} \cdot \frac{b \cdot c}{2};$$

$$\Sigma \sigma_{ed} = F_{ed} \cdot \sigma_{ed}; \qquad \Sigma \sigma_{ez} = F_{ez} \cdot \sigma_{ez}.$$

Wegen der Gemeinsamkeit der Formänderungen und der Annahme linearer Spannungsverteilung verhalten sich die Formänderungen δ wie ihre Abstände von der Nullinie. Nach Abb. 146d ist also z. B.

$$\frac{\delta_{bd}}{\delta_{ed}} = \frac{d - c}{d - c - a'};$$

$$\frac{\delta_{bz}}{\delta_{ed}} = \frac{c}{d - c - a'} \quad \text{usw.}$$

Da nach dem Hookeschen Gesetz die Beziehungen bestehen:

$$\frac{\delta_e}{l} = \frac{\sigma_e}{E_e} \quad \text{und} \quad \frac{\delta_b}{l} = \frac{\sigma_b}{E_b},$$

so ist wegen der gemeinschaftlichen Formänderung allgemein:

$$\frac{\delta_e}{\delta_b} = \frac{\sigma_e}{\sigma_b} \cdot \frac{E_b}{E_e} = \frac{\sigma_e}{n \cdot \sigma_b}.$$

Daraus folgt für die oben angeführten Beton- und Eisenspannungen:

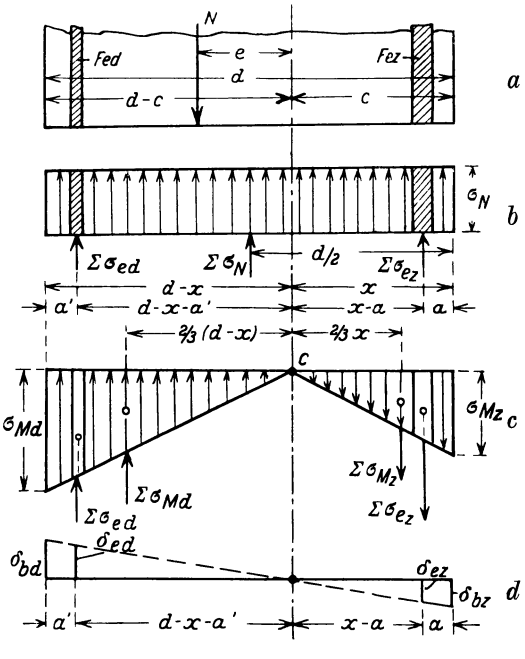


Abb. 146. Druck- und Biegungsspannungen.

$$\frac{n \cdot \sigma_{Md}}{\sigma_{ed}} = \frac{d - c}{d - c - a'}; \qquad \frac{n \cdot \sigma_{Mz}}{\sigma_{ed}} = \frac{c}{d - c - a'} \quad \text{usw.}$$

Da die Feststellung, ob die Biegungszugspannungen σ_{Mz} den Wert der Längsdruckspannungen σ_N überschreiten, von maßgebender Bedeutung ist, sollen alle auftretenden Beton- und Eisenspannungsarten durch σ_{Mz} ausgedrückt werden. Nach Abb. 146c ist:

$$\sigma_{Md} = \sigma_{Mz} \cdot \frac{d - c}{c}; \qquad \sigma_{ed} = n \cdot \sigma_{Mz} \cdot \frac{(d - c - a')}{c}; \qquad \sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{Mz} \cdot \frac{(c - a)}{c}.$$

Die Leistungsfähigkeit der im biegungsfesten Baustoffe eingebetteten Eisenquerschnitte ist also im gleichen Abstande von der Nullinie n-mal so groß wie die der Betonquerschnittsteile.

Nach Einsetzung aller Werte lautet die Gleichung nunmehr:

$$N \cdot e = \sigma_{Mz} \cdot \frac{d-c}{c} \cdot \frac{b}{2}(d-c) \cdot {}^2/_3 (d-c) + \sigma_{Mz} \cdot \frac{b \cdot c}{2} \cdot {}^2/_3\, c$$

$$+ F_{ed} \cdot n \cdot \sigma_{Mz} \frac{(d-c-a')}{c}(d-c-a') + F_{ez} \cdot n \cdot \sigma_{Mz} \frac{(c-a)}{c} \cdot (c-a)$$

$$= \frac{\sigma_{Mz}}{c}\left[\frac{b}{3}(d-c)^3 + \frac{b}{3} \cdot c^3 + n \cdot F_{ed} \cdot (d-c-a')^2 + n \cdot F_{ez}(c-a)^2\right].$$

Der Inhalt der Klammer [....] stellt das Trägheitsmoment J_c des Verbundquerschnitts bezogen auf die Nullinie dar. Nochmals sei darauf hingewiesen, daß es sich hier um reine Biegung handelt, daß also Nullinie und Schwerlinie zusammenfallen.

Die Eisenquerschnitte F_{ed} und F_{ez} wirken n-fach. Ihr sehr geringes äquatoriales Trägheitsmoment ist vernachlässigt (siehe S. 169).

Es folgt daher:

$$N \cdot e = M = \frac{\sigma_{Mz} \cdot J_c}{c}; \qquad \sigma_{Mz} = \frac{M \cdot c}{J_c}.$$

1. Fall. Im Querschnitt herrscht nur Druckspannung.

Die Gewähr, daß nur Druckspannungen auftreten, hängt ab von der Erfüllung der Bedingung:

$$\sigma_N > \sigma_{Mz}.$$

Es ist:

$$\sigma_N = \frac{N}{b \cdot d + n \cdot F_{ed} + n \cdot F_{ez}} = \frac{N}{F_i}$$

und

$$\sigma_{Mz} = \frac{N \cdot e \cdot c}{J_c}.$$

Da es sich um den Vergleich der absoluten Größen handelt, lautet die Bedingung:

Längsdruckspannung $\frac{N}{F_i} > \frac{N \cdot e \cdot c}{J_c}$, d. h. Biegungszugspannung.

Wird der Wert des Trägheitshalbmessers auch für den Verbundquerschnitt beibehalten und $J_c = i^2 \cdot F_i$ eingeführt, so folgt:

$$\frac{N}{F_i} > \frac{N \cdot e \cdot c}{i^2 \cdot F_i} \quad \text{oder} \quad 1 > \frac{e \cdot c}{i^2}.$$

Ist also $e < \frac{i^2}{c}$, so entsteht nur Druckspannung im Querschnitt aus der Längskraft N im Abstande e vom Schwerpunkt.

Die Grenzlage $e = \frac{i^2}{c}$ gibt den Wert der Kernweite k an.

Auf der Zugseite (Abb. 146 rechts) ist $k_z = \frac{i^2}{d-c}$,

auf der Druckseite (Abb. 146 links) ist $k_d = \frac{i^2}{c}$.

In Abb. 139, S. 227 ist $k = k_z$ und $k' = k_d$.

Für den unbewehrten rechteckigen Betonquerschnitt $b \cdot d$ ist z. B.

$$c = (d - c) = \frac{d}{2}, \qquad i^2 = \frac{J}{F} = \frac{b\,d^3}{12 \cdot b\,d} = \frac{d^2}{12}.$$

Also $k_z = k_d = \frac{d^2}{12} \cdot \frac{2}{d} = \frac{d}{6}$.

2. Fall. Zugspannungen treten auf.

A. Unsymmetrische Bewehrung. Der Gleichgewichtszustand zwischen Angriff und Widerstand im Querschnitte ist in Abb. 145c, S. 230 dargestellt.

Aus ihm ist abzuleiten:

$$1.\ \Sigma(V) = 0 \quad \text{und} \quad 2.\ \Sigma(M) = 0.$$

(1) $$N - \Sigma\ (\text{Druckspannungen}) + \Sigma\ (\text{Zugspannungen}) = 0.$$

$$N - \frac{b\,(d - x) \cdot \sigma_{bd}}{2} - F_{ed} \cdot \sigma_{ed} + \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bz}}{2} + F_{ez} \cdot \sigma_{ez} = 0.$$

Für den angenommenen Drehpunkt i wird:

(2) $$M_i = N(c + e - x) = F_{ed} \cdot \sigma_{ed}(d - x - a') + \frac{b\ d - x) \cdot \sigma_{bd}}{2} \cdot \frac{2}{3}(d - x) + F_{ez} \cdot \sigma_{ez}(x - a) + \frac{b \cdot x \cdot \sigma_{bz}}{2} \cdot \frac{2}{3} x.$$

Infolge der Annahme linearer Spannungsverteilung und der Voraussetzung gemeinsamer Formänderung des Betons und des Eisens ist

$$\frac{\delta_{ed}}{\delta_{bd}} = \frac{d - x - a'}{d - x}; \quad \frac{\delta_{ez}}{\delta_{bz}} = \frac{x - a}{x}; \quad \frac{\delta_{bd}}{\delta_{bz}} = \frac{d - x}{x};$$

oder wegen $\delta : 1 = \sigma : E$ für Beton (E_b) und Eisen (E_e):

(3) $$\frac{\sigma_{ed}}{n \cdot \sigma_{bd}} = \frac{d - x - a'}{d - x}; \quad \frac{\sigma_{ez}}{n \cdot \sigma_{bz}} = \frac{x - a}{x}; \quad \frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{bz}} = \frac{d - x}{x};$$

$$\frac{\sigma_{ed}}{\sigma_{ez}} = \frac{d - x - a'}{x - a}.$$

Mit Hilfe dieser drei Gleichungen können bei gegebenen Abmessungen die Spannungswerte und x errechnet werden (Verfahren der Prüfung).

Die Gleichungen sind, wenn auch im Aufbau durchsichtig, sehr lang, enthalten viele Werte und geben zu Schreib- oder Rechenfehlern leicht Veranlassung. Wird σ_{ed} durch σ_{bd} und σ_{ez} durch σ_{bz} ausgedrückt, so folgt:

$$M_i = \sigma_{bd}\left[n \cdot F_{ed} \frac{(d - x - a')^2}{d - x} + \frac{b\,(d - x)^2}{3}\right] + \sigma_{bz}\left[n \cdot F_{ez} \frac{(x - a)^2}{x} + \frac{b \cdot x^2}{3}\right].$$

Wird darin noch $\sigma_{bz} = \sigma_{bd} \cdot \frac{x}{d - x}$ eingesetzt, so folgt:

$$\frac{M_i}{\sigma_{bd}} = \frac{n \cdot F_{ed}(d - x - a')^2 + n \cdot F_{ez}(x - a)^2 + \frac{b}{3}(d - x)^3 + \frac{b \cdot x^3}{3}}{d - x}.$$

Der Zähler ist aber das Trägheitsmoment J_i des Verbundquerschnittes bezogen auf die Nullinie, die in diesem Fall nicht mit der Schwerlinie zusammen-

fällt. Die Wirkungen von N und M sind gemeinsam behandelt. Auf den Unterschied zwischen dem Rechnungsgang mit Hilfe der Trennung der Wirkungen von N und M (s. Abb. 146, S. 231) und der Kombination N/M (s. Abb. 145, S. 230) wird ausdrücklich hingewiesen. Dabei ist wie auf S. 232 die Wirkung des Eisenquerschnittes infolge der Gemeinsamkeit der Formänderungen gleich der n-fachen Wirkung des gleichen Betonquerschnittes gesetzt.

Die einfache Form $\frac{M}{\sigma} = W$ ist also auch auf den Verbundquerschnitt anzuwenden.

$$\sigma_{bd} = \frac{M_i}{\frac{J_i}{d-x}} = \frac{M_i}{W_{bd}}$$

und entsprechend:

$$\sigma_{bz} = \frac{M_i}{\frac{J_i}{x}} = \frac{M_i}{W_{bz}}$$

Diese Form eignet sich für das Gedächtnis; die Werte für W und J sind nach einer Skizze sofort hinzuschreiben, die Gewähr für das Vermeiden von Irrtümern wird dadurch gesteigert. Sowohl beim Abschreiben der langen Formeln aus einem Buch, als auch bei dem oben gezeigten Substitutions-Verfahren geht die klare Vorstellbarkeit des Sinnes der einzelnen Werte leicht verloren. Das Verfahren wird nachdrücklichst empfohlen.

Der Abstand c der Schwerachse vom Querschnittsrande ist eine Funktion der Abmessungen und kann aus dem Gesetz $\Sigma f \cdot \xi = F \cdot c$ sofort gefunden werden.

Nach Abb. 145a, S. 230 ist:

$$n F_{ed}(d - a') + n F_{ez} \cdot a + \frac{b \cdot d^2}{2} = c(n F_{ed} + n F_{ez} + bd).$$

B. Symmetrische Bewehrung. Werden die Eisen symmetrisch eingelegt, eine Anordnung, die bei veränderlicher Last sehr häufig auch aus Gründen der Ausführung getroffen wird, so wird $F_{ed} = F_{ez}$, $a' = a$, und

$$c = \frac{d}{2}.$$

Die Ergebnisse könnten auch gewonnen werden durch Einsetzen von

$$F_{ed} = F_{ez} = \frac{F_e}{2}$$

in die Formeln des Abschnittes A.

Um den Gedankengang einzuprägen, der sich bei der Untersuchung jedes Eisenbetonquerschnittes wiederholt, soll die Entwickelung an den einfacheren Formen des symmetrisch bewehrten Betonquerschnittes noch einmal dargelegt werden.

Trennung der Wirkungen von:

1. N: $\qquad \sigma_N = \frac{N}{F_b + n F_e}$

und

2. $N \cdot e = M_c$: $\sigma_M = \cdots$.

Zu 2. Aus dem in Abb. 147 dargestellten Gleichgewichtszustande folgt wegen $\Sigma(M) = 0$:

$$M_c = N \cdot e = \Sigma \sigma_M \frac{2}{3} d + \Sigma \sigma_e (d - 2a).$$

Der Abstand c des Schwerpunktes vom Rande wird in diesem Falle gleich $\frac{d}{2}$, daher auch $\sigma_{Md} = \sigma_{Mz}$, der Einfachheit halber ohne Rücksicht auf das Vorzeichen σ_M genannt; ferner $\sigma_{ed} = \sigma_{ez} = \sigma_e$.

$$\Sigma(\sigma_M) = b \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{\sigma_M}{2} = \frac{b\,d}{4} \cdot \sigma_M \text{ (lineare Spannungsverteilung);}$$

$$\Sigma(\sigma_e) = \frac{F_e}{2} \cdot \sigma_e$$

$$M_e = \frac{b\,d}{4} \cdot \sigma_M \cdot \frac{2}{3}\,d + \frac{F_e}{2}\,\sigma_e\,(d - 2\,a).$$

Die Formänderungen des Eisens und des Betons sind gemeinsam. Also ist nach Abb. 147a

$$\frac{\delta_e}{\delta_b} = \frac{d - 2\,a}{d}; \quad \text{da} \quad \delta_e = \frac{\sigma_e \cdot 1}{E_e'} \quad \text{und} \quad \delta_b = \frac{\sigma_M \cdot 1}{E_b}$$

ist, so folgt:

$$\frac{\sigma_e}{n \cdot \sigma_M} = \frac{d - 2\,a}{d}; \qquad \sigma_e = n \cdot \sigma_M \cdot \frac{d - 2\,a}{d}.$$

Wird der Ausdruck auf σ_M bezogen, so folgt:

$$M_e = \frac{b\,d^2}{6} \cdot \sigma_M + n \cdot \sigma_M \cdot \frac{F_e}{2}\,\frac{(d - 2\,a)^2}{d};$$

$$\frac{M}{\sigma_M} = W_i = \frac{b\,d^2}{6} + n\,F_e \cdot \frac{(d - 2\,a)^2}{\frac{4 \cdot d}{2}};$$

$$\frac{M}{\sigma_M} = \underbrace{\qquad}_{W_b} + \underbrace{\qquad}_{W_e}$$

$$W_i = W_b + W_e.$$

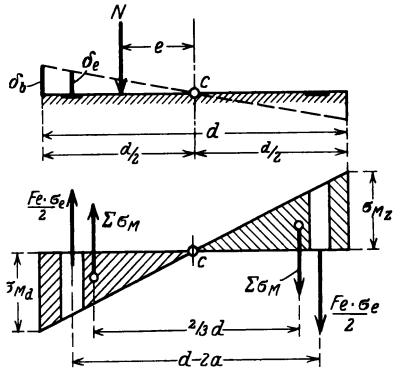


Abb. 147. Symmetrische Bewehrung.

W_b ist das Widerstandsmoment des reinen Betonquerschnittes unter Vernachlässigung des Flächeninhaltes der Eiseneinlage;

$$W_e = \frac{J_e}{\frac{d}{2}} = \frac{\Sigma \cdot f_e \cdot e_e^2}{\frac{d}{2}}; \qquad \Sigma f_e = F_e; \qquad e_e = \frac{d - 2\,a}{2}.$$

Die Verbundwirkung hat also zur Folge, daß die Eisenquerschnitte n mal die Wirkung des gleichen Betonquerschnittes ersetzen. Dies ist ein wertvolles Hilfsmittel, um die Gleichungen schnell zu ermitteln.

Zugspannung kann nicht auftreten, solange:

$$\frac{N}{F_b + n\,F_e} \geqq \frac{N \cdot e}{\frac{b\,d^2}{6} + n\,F_e \cdot \frac{(d - 2\,a)^2}{2\,d}}$$

ist.

Eine berechtigte Vereinfachung ergibt sich durch Umwandlung von:

$$\frac{(d - 2\,a)^2}{2\,d} = \frac{d^2 - 4\,a\,d + 4\,a^2}{2\,d} \text{ in } \frac{d - 4\,a}{2}.$$

Vernachlässigt ist $4\,a^2$ gegen d^2. Beispiel: $d = 30$ cm, $a = 2$ cm:

$$4\,a^2 = 4 \cdot 4 = 16 \text{ gegen } d^2 = 30^2 = 900\,!$$

Wird der Eisenquerschnitt als ein Teil des Betonquerschnittes $F_e = \mu\, F_b$ festgelegt, so kann

1. d bei Annahme von a errechnet werden;
2. der Grenzwert von e für die Gewährleistung des Ausschlusses von Zugspannung (e = Kernweite) gefunden werden.

Beispiel zu 2..

$$F_e = \frac{1{,}33}{100} F_b; \quad n = 15; \quad n \cdot F_e = \frac{15 \cdot 1{,}33}{100} F_b = 0{,}2 \cdot F_b\,.$$

$$\frac{1}{1{,}2\,F_b} \geqq \frac{e}{F_b \cdot \frac{d}{6} + 0{,}2\,F_b \cdot \frac{d - 4\,a}{2}};$$

$$e \leqq \left(\frac{d}{6} + 0{,}1\,d - 0{,}4\,a\right)\frac{1}{1{,}2};$$

$$e \leqq \frac{d}{6}\left(\frac{1}{1{,}2} + \frac{0{,}6}{1{,}2} - \frac{2{,}4\,a}{1{,}2\,\mathrm{d}}\right) \leqq \boldsymbol{\frac{d}{6}\left(1{,}33 - \frac{2a}{d}\right)}.$$

Die Kernweite ist also solange größer als $\frac{d}{6}$, als $0{,}33\,d > 2\,a$, oder $a < 0{,}165\,d$, eine Bedingung, die aus konstruktiven Gründen stets erfüllt sein wird. (Für $d = 30$ cm ist $a < 5{,}0$ cm.)

Zahlenbeispiel.

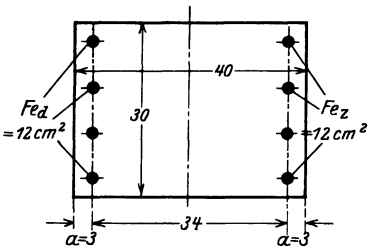


Abb. 148. Symmetrisch bewehrter Querschnitt.

Der Querschnitt (Abb. 148) wird symmetrisch bewehrt.

$$F_{ed} = F_{ez} = \frac{F_e}{2} = 12 \text{ cm}^2, \quad F_e = 24 \text{ cm}^2.$$

Zugspannungen sind ausgeschaltet für (S. 235):

$$e < \frac{\frac{b\,d^2}{6} + n \cdot F_e \frac{(d - 4\,a)}{2}}{F_b + n \cdot F_e},$$

$$e < \frac{\frac{1}{6} \cdot 30 \cdot 40^2 + 15 \cdot 24 \frac{40 - 12}{2}}{1200 + 15 \cdot 24} = \frac{8000 + 360 \cdot 14}{1560} = \mathbf{8{,}4\ cm}\,.$$

Welche Spannungen treten auf bei $N = 24\,t$ und $e = 8{,}0$ cm?

$$\sigma_N = \frac{24\,000}{1560} = 15{,}2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_M = \pm \frac{N \cdot e}{\frac{b\,d^2}{6} + n\,F_e\left(\frac{d - 4\,a}{2}\right)} = \frac{24\,000 \cdot 8}{13\,040} = \mathbf{14{,}7\ kg/cm^2}\,.$$

$$\sigma_{bd} = \sigma_N \pm \sigma_M = 15{,}4 \pm 14{,}7 = 30{,}1 \text{ bzw. } 0{,}7 \text{ kg/cm}^2.$$

Da $e = 8$ cm kleiner als die Kernweite $= 8{,}4$ cm, kann nur Druck auftreten.

Ob beim Entwerfen die unter „Entwurfsverfahren" (S. 242) angegebenen Hilfsmittel benutzt werden, oder das Prüfungsverfahren durch mehrere Proberechnungen mit annäherungsweise geschätzten Querschnitten vorgezogen wird, ist Geschmackssache.

3. Fall. Zugspannungen sollen im Beton nicht berücksichtigt werden.

A. Unsymmetrische Bewehrung. Die Voraussetzung gemeinsamer Formänderung und die Annahme linearer Spannungsverteilung bleibt bestehen. Der Beton in der Zugzone ist vorhanden und hindert durch seine Umhüllung das Eisen, mehr Kraftanteil in sich aufzunehmen, als die erzwungene Formänderung zuläßt. Die Vernachlässigung der Spannungen der Betonzugzone ist eine Sicherungsmaßregel. Die Tragfähigkeit soll gewährleistet sein, auch wenn durch einen Ausführungsfehler oder Zufall die Homogenität des Betons an einer Stelle gestört ist. Im Gegensatz zu der Druckspannung, die auch ohne stofflichen Zusammenhang durch Berührung übertragen wird, versagt jede Zugwirkung vollständig, wenn auch nur an einer Stelle eine Fuge, ein Riß entsteht.

Das Bauglied bleibt statisch widerstandsfähig, auch wenn tatsächlich Risse vorhanden sind.

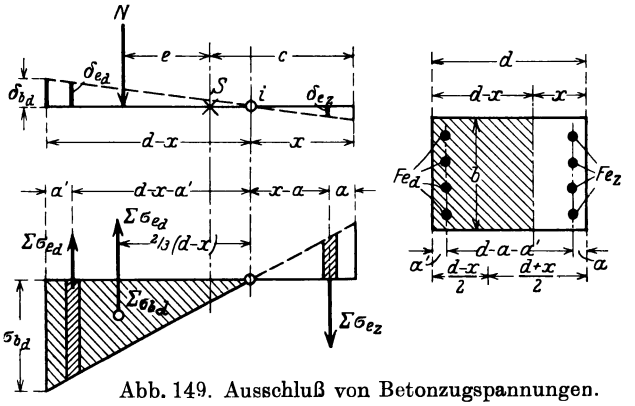


Abb. 149. Ausschluß von Betonzugspannungen.

Soll die Rissebildung infolge Überbeanspruchung der Zugzone verhindert werden, so ist σ_{bz} nach dem Verfahren unter 2. S. 233 ff. zu prüfen.

Der Gedankengang folgt genau dem im vorigen Abschnitt dargelegten. An der Hand der Abb. 149 sollen nur kurz die Gleichungen aufgestellt werden:

1) $\Sigma(V) = 0$: $N - \Sigma\sigma_{bd} - \Sigma\sigma_{ed} + \Sigma\sigma_{ez} = 0$.

2) $\Sigma(M) = 0$.

Für den Angriffspunkt von N wird:

$$\Sigma\sigma_{ed}\cdot(d - c - e - a') + \Sigma\sigma_{bd}\cdot\left\{d - c - e - \tfrac{1}{3}(d - x)\right\} + \Sigma\sigma_{ez}(c + e - a) = 0.$$

Wird hierin eingesetzt:

$$\Sigma\sigma_{ed} = F_{ed}\cdot\sigma_{ed};$$

$$\Sigma\sigma_{ez} = F_{ez}\cdot\sigma_{ez};$$

$$\Sigma\sigma_{bd} = \frac{b(d - x)}{2}\cdot\sigma_{bd};$$

$$\sigma_{ed} = n\cdot\sigma_{bd}\cdot\frac{(d - x - a')}{d - x};$$

$$\sigma_{ez} = n\cdot\sigma_{bd}\cdot\frac{(x - a)}{d - x},$$

so nimmt Gleichung 2) die Form an:

$$F_{ed} \cdot n \cdot \sigma_{bd} \cdot \frac{(d - x - a')}{d - x} (d - c - e - a')$$

$$+ \frac{b\,(d - x)}{2} \cdot \sigma_{bd} \left(d - c - e - \frac{d}{3} + \frac{x}{3}\right) + F_{ez} \cdot n \cdot \sigma_{bd} \frac{(x - a)}{d - x} \cdot (c + e - a) = 0\,.$$

Für x ergibt sich daher eine kubische Gleichung, die nach Einsetzen der Zahlenwerte nach Cardani oder, meist kürzer, durch Probieren zu lösen ist.

Nach Festlegung der Nullinie ist die zweite wichtige Unbekannte, die Betonspannung σ_{bd}, zu finden.

Die Momentengleichung, bezogen auf die Nullinie (Punkt i), lautet:

$$M_i = N(e + c - x) = \Sigma\, \sigma_{ed}(d - x - a') + \Sigma\, \sigma_{bd} \cdot \tfrac{2}{3}(d - x) + \Sigma\, \sigma_{ez}(x - a).$$

Werden die Eisenspannungen durch σ_{bd} ausgedrückt, so folgt

$$\sigma_{bd} = \frac{N(e + c - x)(d - x)}{\frac{b\,(d - x)^3}{3} + n \cdot F_{ed}(d - x - a')^2 + n \cdot F_{ez}(x - a)^2} = \frac{M_i \cdot (d - x)}{J_i}\,.$$

Die beiden Eisenspannungen werden:

$$\sigma_{ed} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{(d - x - a')}{d - x}\,;$$

$$\sigma_{ez} = n \cdot \sigma_{bd} \frac{(x - a)}{d - x}\,.$$

B. Symmetrische Bewehrung. Für den oft vorliegenden Fall symmetrischer Bewehrung, also $F_e' = F_e$ und $a' = a$, sowie für einseitige Bewehrung, also $F_e' = 0$, gestalten sich die obigen Gleichungen entsprechend einfacher.

Für alle drei Fälle soll ein einfaches Zahlenbeispiel gegeben werden. Die Ausrechnungen sind in runden Zahlen erfolgt, da eine größere Genauigkeit als z. B. die des Rechenschiebers angesichts der Roheit der Annahmen Arbeitsvergeudung ist.

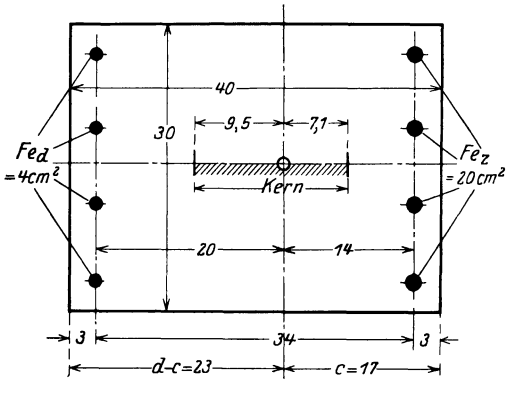


Abb. 150 Beispiel eines Rechteckquerschnitts.

Eine Stütze mit dem Querschnitt und der Bewehrung nach Abb. 150 ist mit $N = 24\,t$ im Abstande e vom Schwerpunkt c belastet.

Es sollen folgende Belastungsfälle untersucht werden:

1. Nur Druckspannungen treten auf

a) N im Schwerpunkt: $e = 0$;

b) N innerhalb des Kerns, im Abstande $e_c = 5$ cm vom Schwerpunkt c,

c) N am Kernrande im Abstande k_d vom Schwerpunkt c.

2. N außerhalb des Kerns im Abstande $e_c = 15$ cm vom Schwerpunkt c. Zug- und Druckspannungen treten auf.

3. N im Abstande $e = 15$ cm wie zu 2. Zugspannungen im Beton werden nicht berücksichtigt.

Die Ermittelung der Spannungen soll erfolgen:

I. Durch getrennte Behandlung der Wirkung von N und M:

$$\sigma_b = \frac{N}{F_i} \pm \frac{N \cdot e_c \cdot c}{J_c};$$

II. durch gemeinsame Behandlung von N und M mittels der Kernpunktsmomente:

$$\sigma_b = \frac{N \cdot \eta \cdot c}{J_c} \quad \text{bzw.} \quad \frac{N \cdot \eta' \cdot c'}{J_c};$$

III. durch gemeinsame Behandlung von N und M unter Benutzung der Nullinie:

$$\sigma_b = \frac{M_i \cdot x}{J_i} \quad \text{bzw.} \quad \frac{M_i \cdot (d - x)}{J_i}.$$

Zunächst sollen alle für die Berechnung der Spannungen notwendigen Zahlenwerte zu den einzelnen Fällen errechnet und in die Zusammenstellung 105, S. 243, eingeordnet werden.

Ideeller Querschnitt:

$$F_i = 30 \cdot 40 + 15\,(20 + 4) = 1200 + 360 = 1560 \text{ cm}^2.$$

Abstand der Schwerachse vom zugseitigen Rande:

$$c = \frac{\frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 40^2 + 15\,(4 \cdot 37 + 20 \cdot 3)}{1560} = \sim 17{,}0 \text{ cm};$$

$$d - c = 40 - 17{,}0 = \sim 23{,}0 \text{ cm}.$$

Trägkeitsmoment J_c bezogen auf die Schwerachse

$$J_c = \underbrace{\frac{30 \cdot 23{,}0^3}{3} + \frac{30 \cdot 17{,}0^3}{3}}_{170\,800} + \underbrace{15 \cdot 4 \cdot 20{,}0^2 + 15 \cdot 20 \cdot 14{,}0^2}_{82\,800}$$

$$= 253\,600 \text{ cm}^4.$$

Trägheitshalbmesser: $i^2 = \frac{J_c}{F_i} = \frac{253\,600}{1560} = 162 \text{ cm}^2.$

Kernweite

auf der Druckseite: $k_d = \frac{i^2}{c} = \frac{162}{17{,}0} = \sim 9{,}5 \text{ cm};$

auf der Zugseite: $k_z = \frac{i^2}{d - c} = \frac{162}{23{,}0} = \sim 7{,}1 \text{ cm}.$

Nullinienabstand x und Trägheitsmoment J_i bezogen auf die Nullinie.

Fall 1a: $x = \infty$; $J_i = \infty$.

Fall 1b: Durch Auflösen der Gleichungen

1. $\Sigma(V) = 0$,
2. $\Sigma(M) = 0$

nach x ergibt sich $x = -16{,}5$ cm,

$d - x = 56{,}5$ cm.

Das Trägheitsmoment für die Nullinie wird

$$J_i = \frac{30 \cdot 40^3}{12} + 30 \cdot 40 \cdot 36{,}5^2 + 60 \cdot 53{,}5^2 + 300 \cdot 19{,}5^2$$
$$= \sim 2\,040\,000 \text{ cm}^4.$$

Fall 1c: $x = 0$; $d - x = 40$ cm.

$$J_i = \frac{30 \cdot 40^3}{3} + 60 \cdot 37^2 + 300 \cdot 3^2$$
$$= \sim 725\,000 \text{ cm}^4.$$

Für Fall 2 lauten die Bedingungsgleichungen

I. $\Sigma(V) = 0$:

$$24000 = \frac{30\,(40 - x)}{2} \cdot \sigma_{bd} + 4 \cdot \sigma_{ed} - \frac{30 \cdot x}{2} \sigma_{bz} - 20 \cdot \sigma_{ez}$$

und

II. $\Sigma(M) = 0$, bezogen auf die Nullinie:

$$M_i = 24000\,(32{,}0 - x) = \frac{30\,(40 - x)}{2} \cdot \sigma_{bd} \cdot \tfrac{2}{3}(40 - x) + 4 \cdot \sigma_{ed} \cdot (37 - x)$$
$$+ \frac{30 \cdot x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \tfrac{2}{3} x + 20 \cdot \sigma_{ez}(x - 3);$$

werden σ_{bz}, σ_{ed} und σ_{ez} durch σ_{bd} ausgedrückt, so folgt nach Eliminierung von σ_{bd} als Ergebnis der Zwischenrechnung: $x \sim 6{,}2$ cm.

Das zugehörige Trägheitsmoment wird

$$J_i = \frac{30 \cdot 33{,}8^3}{3} + \frac{30 \cdot 6{,}2^3}{3} + 15 \cdot 4 \cdot 30{,}8^2 + 15 \cdot 20 \cdot 3{,}2^2$$
$$= \sim 448\,300 \text{ cm}^4.$$

Für Fall 3 wird x aus der kubischen Gleichung (vgl. S. 238) berechnet:

$$4 \cdot 15 \cdot \frac{(37 - x) \cdot 5}{40 - x} + 15 \cdot (40 - x)\left(\frac{x}{3} - 5{,}33\right) + 20 \cdot 15 \cdot \frac{(x - 3)}{40 - x} \cdot 29 = 0;$$
$$300\,(37 - x) + 15\,(1600 - 80\,x + x^2)\left(\frac{x}{3} - 5{,}33\right) + 8700\,(x - 3) = 0;$$
$$11\,100 - 300\,x + 8000\,x - 400\,x^2 + 5\,x^3 - 128\,000 + 6400\,x - 80\,x^2$$
$$+ 8700\,x - 26\,100 = 0;$$
$$5\,x^3 - 480\,x^2 + 22\,800\,x - 143\,000 = 0;$$
$$x^3 - 96\,x^2 + 4560\,x - 28\,600 = 0;$$

Hieraus: $|\, x \sim 7{,}3$ cm. $|$

$$d - x = 40 - 7{,}3 = 32{,}7 \text{ cm}.$$

Das Trägheitsmoment J_i wird

$$J_i = \frac{30 \cdot 32{,}7^3}{3} + 15 \cdot 4 \cdot 29{,}7^2 + 15 \cdot 20 \cdot 4{,}3^2$$
$$= 350\,000 + 52\,800 + 5550 = \sim 408\,400 \text{ cm}^4.$$

Mit Hilfe dieser Zahlenwerte sind nunmehr die Spannungen für alle drei Rechenmethoden auf S. 241 ermittelt. Schließlich ist in Zusammenstellung 105, S. 243, das Ergebnis des Rechenbeispieles in übersichtlicher Form zusammengetragen.

Spannungsermittelung.

(Alle Maße in cm, alle Spannungen in kg/cm².)

Fall	Verfahren I	Verfahren II	Verfahren III
a): $e_c = 0$	$\sigma_b = \frac{N}{F_i} = \frac{24000}{1560} = \mathbf{15{,}4}$ $\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b = \mathbf{231}$	$\sigma_{bd} = \frac{24000 \cdot 7{,}1 \cdot 23{,}0}{253600} = \mathbf{15{,}4}$ $\sigma_{bz} = \frac{24000 \cdot 9{,}5 \cdot 17{,}0}{253600} = \mathbf{15{,}4}$ $\sigma_e = 15 \cdot \sigma_b = \mathbf{231}$	$\left[\sigma_{bd} = \frac{N \cdot \infty \cdot \infty}{\infty} = \text{unbestimmt!}\right]$
: $e_c = 5$ cm	$\sigma_{b1} = \frac{24000}{1560} + \frac{24000 \cdot 5 \cdot 23{,}0}{253600} = 15{,}4 + 10{,}9 = \mathbf{26{,}3}$ $\sigma_{b2} = 15{,}4 - \frac{24000 \cdot 5 \cdot 17{,}0}{253600} = 15{,}4 - 8{,}1 = \mathbf{7{,}3}$ $\sigma_{e1} = 15\left(15{,}4 + \frac{10{,}8 \cdot 20{,}0}{23{,}0}\right) = \sim \mathbf{370}$ $\sigma_{e2} = 15\left(15{,}4 - \frac{8{,}0 \cdot 14{,}0}{17{,}0}\right) = \sim \mathbf{132}$	$\sigma_{b1} = \frac{24000\,(5{,}0 + 7{,}1) \cdot 23{,}0}{253600} = \mathbf{26{,}3}$ $\sigma_{b2} = \frac{24000\,(9{,}5 - 5{,}0) \cdot 17{,}0}{253600} = \mathbf{7{,}3}$ wie zu I	$\sigma_{b1} = \frac{24000\,(22{,}0 + 16{,}5) \cdot 56{,}5}{2040000} = \mathbf{25{,}6}$ [1] $\sigma_{b2} = \frac{24000\,(22{,}0 + 16{,}5) \cdot 16{,}5}{2040000} = \mathbf{7{,}5}$ [1] wie zu I
: $e_c = 9{,}5 = k_d$	$\sigma_{b1} = 15{,}4 + \frac{24000 \cdot 9{,}5 \cdot 23{,}0}{253600} = 15{,}4 + 20{,}7 = \mathbf{36{,}1}$ $\sigma_{b2} = 15{,}4 - \frac{24000 \cdot 9{,}5 \cdot 17{,}0}{253600} = 15{,}4 - 15{,}4 = \mathbf{0}$ $\sigma_{e1} = \frac{15 \cdot 36{,}1 \cdot 37}{40} = \sim \mathbf{500}$ $\sigma_{e2} = \frac{15 \cdot 36{,}1 \cdot 3}{40} = \sim 40$	$\sigma_{b1} = \frac{24000\,(9{,}5 + 7{,}1) \cdot 23{,}0}{253600} = \mathbf{36{,}1}$ $\sigma_{b2} = \frac{24000 \cdot 0 \cdot 17{,}0}{253600} = 0$ wie zu I	$\sigma_{b1} = \frac{24000 \cdot 26{,}5 \cdot 40}{725000} = \mathbf{35{,}2}$ [1] $\sigma_{b2} = \frac{24000 \cdot 26{,}5 \cdot 0}{725000} = \mathbf{0}$ wie zu I
$e_c = 15{,}0$. t Zugspan-ng im Be-ton	$\sigma_{bd} = 15{,}4 + \frac{24000 \cdot 15{,}0 \cdot 23{,}0}{253600} = 15{,}4 + 32{,}7 = \mathbf{48{,}1}$ $\sigma_{bz} = 15{,}4 - \frac{24000 \cdot 15{,}0 \cdot 17{,}0}{253600} = 15{,}4 - 24{,}2 = \mathbf{8{,}8}$ $x = \frac{40 \cdot 8{,}8}{8{,}8 + 48{,}1} = \sim \mathbf{6{,}2}$ $\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 48{,}1 \cdot 30{,}8}{33{,}8} = \sim \mathbf{660}$ $\sigma_{ez} = \frac{15 \cdot 8{,}8 \cdot 3{,}2}{6{,}2} = \sim \mathbf{70}$	$\sigma_{bd} = \frac{24000\,(7{,}1 + 15{,}0) \cdot 23{,}0}{253600} = \mathbf{48{,}1}$ $\sigma_{bz} = \frac{24000\,(15{,}0 - 9{,}5) \cdot 17{,}0}{253600} = \mathbf{8{,}8}$ wie zu I	$\sigma_{bd} = \frac{24000 \cdot (32{,}0 - 6{,}2) \cdot 33{,}8}{448300} = \mathbf{46{,}8}$ [1] $\sigma_{bz} = \frac{24000 \cdot 25{,}8 \cdot 6{,}2}{448300} = \mathbf{8{,}6}$ [1] wie zu I
$e_c = 15{,}0$.)hne Zug-spannung m Beton		—	$\sigma_{bd} = \frac{24000\,(32{,}0 - 7{,}3) \cdot 32{,}7}{408400} = \mathbf{47{,}5}$ $\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 47{,}5 \cdot 29{,}7}{32{,}7} = \sim \mathbf{650}$ $\sigma_{ez} = \frac{15 \cdot 47{,}5 \cdot 4{,}3}{32{,}7} = \sim \mathbf{95}$

[1]) Die Abweichung der Ergebnisse ist auf die Abrundung des Wertes c zurückzuführen.

Das für Fall 3 entstehende Spannungsbild zeigt Abb. 151. Probe für die Richtigkeit: Die Summe der Momente der vier wirksamen Kräfte wird gleich 0.

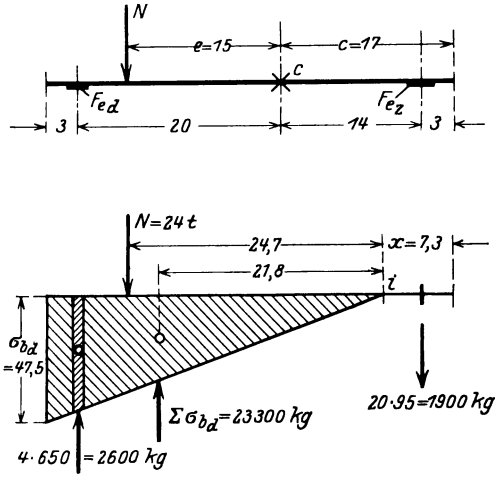


Abb. 151. Spannungsverteilung für Fall 3 des Zahlenbeispiels.

b) Entwurfsverfahren.

Entsprechend dem Vorgehen in dem Abschnitt B über reine Biegung seien auch für den Belastungsfall M/N nachstehend die beim Entwurf anzuwendenden Verfahren und Hilfsmittel kurz zusammengestellt. Die Betrachtung wird auf die weitaus die Mehrheit aller Fälle bildenden Querschnitte des Balkens (volles Rechteck) und des Plattenbalkens (T-Form) beschränkt. Ungebräuchliche und unregelmäßige Querschnitte werden meist besser zeichnerisch behandelt.

Gegeben: M, N und Angriffspunkt von N; Abstände a und a' der Eiseneinlagen von Betonaußenkante und die angenommene Breite b; außerdem die zulässigen Spannungen $\sigma_{b\,zul}$ und $\sigma_{e\,zul}$.

Gesucht: F_e und F_e'; d.

1. Nur Druckspannungen treten auf.

Berechnet werden die Randspannungen für den unbewehrt angenommenen Betonquerschnitt; aus dem Ergebnis ist die Notwendigkeit einer einseitigen bzw. doppelten Bewehrung erkennbar.

Fertige Dimensionierungstafeln für einfache und doppelte Bewehrung rechteckiger Querschnitte gibt K. Stock in dem Aufsatz „Dimensionierung von auf Biegung mit Axialdruck beanspruchten rechteckigen Eisenbetonquerschnitten" in „Armierter Beton", 1911, S. 388 bis 395 und 433 bis 441, und zwar für $n = 10$ bzw. 15, $\sigma_e = 1000$ bzw. 1200 und zulässige Betonspannungen $\sigma_b = 15$ bis 50 kg/cm² in Stufen von je 1 kg/cm².

Für symmetrische Bewehrung kann die von W. J. Wisselink aufgestellte, im Taschenbuch Foerster, 4. Aufl., S. 497 wiedergegebene Tabelle benutzt werden. Sie gibt für die Werte $\frac{F_e'}{F_b} = \frac{F_e}{F_b} = \mu = 0{,}5$ bis $1{,}2\,^0/_0$, $\sigma_b = 40$ kg/cm² und verschiedene Werte $\frac{e}{N/\text{cm}} = \frac{M}{N \cdot N/\text{cm}} = 0{,}000$ bis 0,008 die Trägerhöhe.

Für andere Werte von $\sigma_{b\,zul}$ ist die Tabelle gleichfalls benutzbar, sobald an Stelle von N der Wert $N' = \frac{N \cdot 40}{\sigma_{b\,zul}}$ eingeführt wird.

2. Zug- und Druckspannungen treten auf, die Zugzone des Betons wird gemäß den Eisenbetonvorschriften nicht in Rechnung gestellt (Stadium II b). Die Notwendigkeit einer Bewehrung auch in der Druckzone läßt sich mit Hilfe der in Foersters Taschenbuch, 4. Aufl., S. 457 für $\sigma_e = 750$, 900, 1000 und 1200 kg/cm² und $\sigma_b = 10$ bis 60 kg/cm² gegebenen Tabellen leicht feststellen.

Verfahren	Rechnungsgang und erforderliche Zahlenwerte.		Beispiel (Abb. 150). $N = 24\,000$ kg. $e' = (e+c)$					Einheiten
			$e=0$ $(e=0)$	$e<k_d$ $(e=5)$	$e=k_d$ $(e=9{,}5)$	$e>k_d$ $(e=15)$ mit σ_{bz}	$e>k_d$ $(e=15)$ ohne σ_{bz}	
I. Trennung: $[N/M] = [N]+[M]$	$\sigma_{bd} = \frac{N}{F_i} + \frac{M_c\,(d-c)}{J_c}$	$F_i = b\cdot d + n\cdot F_{ed} + n\cdot F_{ez}$	1560	1560	1560	1560		cm^2
		$c = \left(\frac{b\cdot d^2}{2} + n\cdot F_{ed}\cdot(d-a') + n\cdot F_{ez}\cdot a\right) : F_i$	17,0	17,0	17,0	17,0		cm
		$e = (e'-c)$	0	5,0	9,5	15,0		cm
	$\sigma_{bz} = \frac{N}{F_i} - \frac{M_c\cdot c}{J_c}$	$(d-c)$	23,0	23,0	23,0	23,0		cm
	wobei: $M_e = N\cdot e$ in cmkg	$J_c = \frac{b\,(d-c)^3}{3} + \frac{b\cdot c^3}{3} + n\cdot F_{ed}\cdot(d-c-a')^2 + n\cdot F_{ez}\cdot(c-a)^2$	253 600	253 600	253 600	253 600		cm^4
		σ_{bd}	+ 15,4	+ 26,3	+ 36,1	+ 48,1		kg/cm^2
		σ_{bz}	+ 15,4	+ 7,3	0	− 8,8		kg/cm^2
II. Kombination: $[N/M]$ Benutzung der Momente, bezogen auf die Kernpunkte.	$\sigma_{bd} = \frac{M_{kz}\cdot(d-c)}{J_c}$	$F_i = b\cdot d + n\cdot F_{ed} + n\cdot F_{ez}$	1560	1560	1560	1560		cm^2
		$c = \left(\frac{b\cdot d^2}{2} + n\cdot F_{ed}\cdot(d-a') + n\cdot F_{ez}\cdot a\right) : F_i$	17,0	17,0	17,0	17,0		cm
		$e = (e'-c)$	0	5,0	9,5	15,0		cm
	$\sigma_{bz} = \frac{M_{kd}\cdot c}{J_c}$	$(d-c)$	23,0	23,0	23,0	23,0		cm
	wobei: $M_{kz} = N\cdot(k_z+e)$ $M_{kd} = N\cdot(k_d-e)$	$J_c = \frac{b\,(d-c)^3}{3} + \frac{b\,c^3}{3} + n\cdot F_{ed}\cdot(d-c-a')^2 + n\cdot F_{ez}\cdot(c-a)^2$	253 600	253 600	253 600	253 600		cm^4
		$i^2 = J_c : F_i$	162	162	162	162		cm^2
		$k_z = \frac{i^2}{(d-c)}$	7,1	7,1	7,1	7,1		cm
		$k_d = \frac{i^2}{c}$	9,5	9,5	9,5	9,5		cm
		σ_{bd}	+ 15,4	+ 26,3	+ 36,1	+ 48,1		kg/cm^2
		σ_{bz}	+ 15,4	+ 7,3	0	− 8,8		kg/cm^2
III Kombination: $[N/M]$ Benutzung der Momente, bezogen auf die Nullinie	ΣM_e[1]) (in bezug auf den Angriffspunkt e von N) $= 0$ ergibt: $\frac{b\cdot(d-x)}{2}\cdot\left[\frac{2}{3}d + \frac{x}{3} - e'\right] + F_{ed}\cdot\frac{n\cdot(d-x-a')}{(d-x)}\cdot[d-e'-a'] + \frac{b\cdot x}{2}\cdot\frac{x}{(d-x)}\cdot\left[e'-\frac{x}{3}\right] + F_{ez}\cdot\frac{n\cdot(x-a)}{(d-x)}\cdot[e'-a] = 0$							
	Daraus x.	x		− 16,5	0	+ 6,1	+ 7,3	cm
	$\sigma_{bd} = \frac{M_i\cdot(d-x)}{J_i}$	$(e'-x)$		38,5	26,5	25,9	24,7	cm
		$(d-x)$		56,5	40,0	33,9	32,7	cm
	$\sigma_{bz} = \sigma_{bd}\cdot\frac{x}{(d-x)}$	$J_i = \frac{b\cdot(d-x)^3}{3} + \frac{b\cdot x^3}{3} + n\cdot F_{ed}\cdot(d-x-a')^2 + n\cdot F_{ez}(x-a)^2$ [1])		2 040 000	725 000	452 500	407 600	cm^4
		σ_{bd}		∼ + 26,3	∼ + 36,1	∼ + 48,1	+ 47,5	kg/cm^2
	wobei: $M_i = N\cdot(e'-x)$	σ_{bz}		∼ + 7,3	0	∼ − 8,7	(− 10,6)	kg/cm^2

[1]) Bei Vernachlässigung der Zugspannungen im Beton fällt das betreffende Glied in der Gleichung für x und J_i heraus!

Zur Bestimmung von F_e bzw. auch F_e' bei gegebener Querschnittshöhe d lassen sich die von Stock in „Armierter Beton", 1911, S. 439, gegebenen Koeffiziententabellen benutzen.

Liegt die Querschnittshöhe d noch nicht fest, so dienen zur Bestimmung von d und der zugehörigen Eisenquerschnitte F_e und F_e' die Tabellen von Dr. W. Kunze in seinem Aufsatz „Über die Bestimmung von Eisenbetonquerschnitten bei exzentrischen Druckkräften" in „Armierter Beton", 1916, S. 185 bis 200, die gleichzeitig die Auffindung des wirtschaftlichsten Querschnittes ermöglichen. Sie geben für $\sigma_e = 500$ bis 1200 kg/cm²,

$$m = \frac{e}{H} = \frac{\text{Achsenexzentrizität}}{\text{Querschnittshöhe}} = 0{,}30 \text{ bis } 3{,}00$$

für einseitige und doppelte symmetrische Bewehrung die Koeffizienten für $H(=d)$ und F_e. Den Ausgangspunkt der Rechnung bildet hier die Wahl von $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$. Eine Erweiterung und Umarbeitung gab Dr. Kunze diesen Tabellen in dem Aufsatz „Tabellen zur Querschnittsfestsetzung bei exzentrisch belasteten Eisenbetonkörpern" in „Armierter Beton", 1918, S. 31 bis 38, wo er für $\frac{F_e'}{F_e} = 0$; 0,25; 0,50 und 1,00 die Zahlenwerte für d und F_e berechnet bei $\sigma_e = 600$ bis 1200 kg/cm² und $\sigma_b = 40$ kg/cm². Taschenbuch Foerster, 4. Aufl., gibt sie S. 500 bis 503 gekürzt wieder, desgl. der Betonkalender.

Eine Tabelle zur direkten Dimensionierung gibt G. Ehlers in dem Aufsatz „Biegung mit Axialkraft" in „Armierter Beton", 1918, S. 51 bis 55, vgl. auch Betonkalender 1925, S. 286 u. 287.

Eine „Tafel zur Dimensionierung doppelt armierter, exzentrisch gedrückter Betonquerschnitte" hat ferner Dr.-Ing. R. Rossin aufgestellt und in „Armierter Beton", 1913, S. 24 bis 27 veröffentlicht. Eine Ausdehnung auf den Fall eines Kraftangriffs auch außerhalb der Mittelachse, also doppelter Biegung, sowie auf $\overline{\top}$ = Querschnitte bringt die Abhandlung „Querschnittsbemessungstafel exzentrisch beanspruchter Querschnitte" desselben Verfassers in „Armierter Beton", 1918, S. 5 bis 13 und S. 28 bis 30. Diese Tafeln lassen für gegebene Belastung und angenommenen Betonquerschnitt, $\frac{a}{d-a} = \frac{1}{15}$ und $n = 15$ bzw. 10 die erforderliche Bewehrung finden. Umgekehrt können sie auch zur Bestimmung der Randspannungen bei angenommener oder gegebener Bewehrung benutzt werden.

Tabellen für Plattenbalkenquerschnitte, nach der Rechenmethode von Spangenberg von Dr. Thullie aufgestellt, enthält der Aufsatz von Dr. W. Kunze, „Tabellen zur Bestimmung von einseitig gedrückten Eisenbeton-Plattenbalkenquerschnitten" in „Armierter Beton" 1919, S. 45 bis 48.

Sie geben für $\frac{a}{d-a} = 0{,}06$ und 0,10, $\sigma_e = 1000$ und 1200 kg/cm², $\frac{F_e'}{F_e} = 0$; 0,25; 0,50 und 1,00, für $\frac{b_0}{b} = 0{,}1$; 0,2 und 0.3 sowie für $\frac{d}{d_o} = 0{,}1$; 0,2; 0,3 die Koeffizienten zur Berechnung von $h = d_o - a$ und von F_e. Taschenbuch Foerster, 4. Aufl. 1921, bringt sie S. 505 bis 507.

Für die Behandlung des Belastungsfalles M/N im Eisenbetonrahmenbau führt B. Löser in dem Aufsatz: „Kritik und Richtigstellung der gebräuchlichen Methoden zur Berechnung von Eisenbetonquerschnitten auf

Biegung und Druck" in „Beton Eisen", 1915, S. 155 bis 162 und S. 179 bis 188, den Nachweis, daß die auf Benutzung des Achsenmomentes an Stelle des zunächst noch unbekannten Mittenmomentes gegründeten Berechnungsverfahren zu falschen und unbrauchbaren Ergebnissen führen. Er stellt daher neue Beziehungen auf und gibt Tafeln für $a = 0{,}05\,d$, $F_e = 0$; $0{,}2 \cdot F_e'$; $0{,}4 \cdot F_e'$; $0{,}6 \cdot F_e'$; $0{,}8 \cdot F_e'$ bzw. $1{,}0 \cdot F_e'$ und $\mu' = \frac{F_e'}{F_b} = 0{,}00$ bis $3{,}00\,\%$ bzw. $2{,}50\,\%$, ferner Tafeln zur Bestimmung von x, Spannungsgrößen und Bewehrungsquerschnitten bei gegebenem M, N, e und gewähltem F_b, a, σ_b (40 bzw. 50 kg/cm²) und σ_e (50 bis 1400 kg/cm²).

R. Saliger gibt in seinem Buche „Der Eisenbeton", 5. Aufl., 1925, eine Anzahl Tabellen zum Prüfen bzw. Entwerfen von Baugliedern rechteckigen sowie kreisringförmigen (Schornsteine!) Querschnitts bei Beanspruchung durch „ausmittigen Druck" und „Zug".

Für alle Dimensionierungsfragen von auf Biegung und Axialkraft beanspruchten Eisenbetonquerschnitten geben wertvollen Aufschluß die Zahlentafeln und Diagramme, die E. Mörsch in seinem Buch „Der Eisenbetonbau" bietet. Schließlich sei noch auf Löser: „Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele", Berlin 1925, Verlag Ernst & Sohn (S. 49) hingewiesen, dessen Erscheinen durch die Herausgabe der neuen Bestimmungen 1925 veranlaßt ist.

G. Längs- und Querkraft: N/Q.

Diese Kombination hat keine nennenswerte praktische Bedeutung und wird nur der Vollständigkeit halber erwähnt. In einem Baugliede, das durch Längs- und Querkraft beansprucht wird, gibt es nur einen Querschnitt, in dem keine Momentenwirkung auftritt, das ist der Schnitt, in dem die Mittelkraft aus N und Q durch den Schwerpunkt geht.

H. Moment, Längs- und Querkraft: $M/N/Q$.

Die ausführlichen Darlegungen unter F. zeigen, daß die Kombination von M/N in einem Rechenverfahren nicht unerhebliche Schwierigkeiten machen kann. In der Praxis wird daher der Weg einzuschlagen sein, zunächst ihren Einfluß zu verfolgen und dann weiter zu prüfen, welche Maßnahmen etwa noch die sichere Aufnahme der Querkräfte erfordert. Hierfür ist im Abschnitt D, S. 211, das Erforderliche gesagt.

Für die Berechnung der Abmessungen bei Angriff von Längskraft mit Biegung und von reiner Biegung geben die Bestimmungen 1925 an der Hand der Zusammenstellung 106 folgende Werte für die zulässigen Spannungen.

Zusammenstellung 106. Zulässige Spannungen.

		Zulässige Spannung in kg/cm²			
		a	b	c	d
1	Handelszement: $W_{e28} \geqq 200$ kg/cm² . . . und außerdem $W_{b28} \geqq 100$ kg/cm² . . .	Beton auf Druck 50	40	35	—

(Fortsetzung der Zusammenstellung 106 siehe nächste Seite.)

Zusammenstellung 106. (Fortsetzung.)

		Zulässige Spannung in kg/cm²			
		a	b	c	d
		Beton auf Druck			
2	Hochwertiger Zement: $W_{e28} \geqq 275$ kg/cm² . . . und außerdem $W_{b28} \geqq 130$ kg/cm² . . .	60	50	40	—
3	In besonderen Fällen bei Nachweis der Würfelfestigkeit .	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{2}$	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{2,5}$	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{3,5}$	$\sigma_{zul} = \frac{W_{b28}}{5}$
	$W_{b28} \geqq \nu \cdot \sigma_{zul}$ . . . . . und außerdem $W_{e28} \geqq 250$ kg/cm²	jedoch nicht mehr als 70	60	45	40
		Eisen (Stahl) auf Zug			
4	Eisen (Handelseisen)	1200	1200	1000	800
5	Stahl St 48 nur in Verbindung mit Beton nach 2 oder 3 .	1500	1500	1250	1000

Spalte a:

für mindestens 20 cm hohe volle Rechteckquerschnitte,
für Balken und Plattenbalken zur Aufnahme von Stützmomenten,
für Pilzdecken,
für Rahmen, Bogen und Stützen als Teile rahmenartiger Tragwerke, wenn diese ausführlich nach der Rahmentheorie berechnet werden, und zwar bei gewöhnlichen Hochbauten unter Annahme ungünstigster Laststellung, bei anderen Bauten außerdem unter Berücksichtigung der Wärmewirkung, des Schwindens sowie der Reibungs- und Bremskräfte;

Spalte b:

für Platten von mindestens 10 cm Stärke in Hochbauten einschließlich Fabriken ohne wesentliche Erschütterungen,
für Balken, Plattenbalken, außermittig belastete Stützen und andere Tragwerke, soweit sie nicht unter a fallen,
für Stützenquerschnitte von Balken und Plattenbalken der Spalte c;

Spalte c:

für Platten von weniger als 10 cm Stärke,
für die unmittelbar starken Erschütterungeu ausgesetzten Bauteile in Hochbauten,
für Platten und Träger der Fahrbahntafel in Straßenbrücken und Durchfahrten bei weniger als 50 cm Überschüttungshöhe;

Spalte d:

für Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen. Werden die Brems- und Anfahrkräfte und der Einfluß der Temperaturschwankungen und des Schwindens berücksichtigt, so dürfen die in Spalte d genannten zulässigen Spannungen um 30 % erhöht werden. Dabei dürfen aber die ohne diese Kräfte errechneten Spannungen die dort genannten Werte nicht überschreiten.

In den Spalten c und d ist ein Stoßzuschlag bis 50 % berücksichtigt. Ist ein höherer Stoßzuschlag geboten, so sind die stoßenden Lasten entsprechend zu erhöhen.

J. Knickgefahr.

Im folgenden Absatz ist zunächst kurz zusammengestellt, wann und wie eine Knickberechnung nach den neuen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton 1925“ durchzuführen ist.

§ 18, 8. Knickberechnung mittig belasteter Stützen. Mittig belastete Stützen, deren Höhe bei quadratischem und rechteckigem Querschnitt mehr als das 15 fache, bei umschnürtem Kernquerschnitt mehr als das 13 fache der kleinsten Stützen-

dicke beträgt, sind auf Knicksicherheit zu untersuchen. Hierzu ist statt der Gleichungen (21) [d. h.

$$P = \sigma_b \cdot (F_b + 15 \cdot F_e) = \sigma_b \cdot F_i ,$$

für Stützen mit gewöhnlicher Bügelbewehrung bei mittigem Druck] und (22) [d. h.

$$P = \sigma_b (F_k + 15 \cdot F_e + 45 \cdot F_s) = \sigma_b \cdot F_i ,$$

für umschnürte Säulen bei mittigem Druck] die folgende zu verwenden:

$$\omega \cdot P = \sigma_{b\,\mathrm{zul}} \cdot F_i ,$$

worin ω die Knickzahl, d. i. das Verhältnis der zulässigen Druckbeanspruchung $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$ zur zulässigen Knickbeanspruchung $\sigma_{k\,\mathrm{zul}}$ darstellt und aus der Tafel in § 19, Ziff. 3 zu entnehmen ist.

Als Höhe der Stützen ist bei Hochbauten stets die volle Stockwerkshöhe in Rechnung zu stellen.

Ist bei rechteckigen Stützen das Ausknicken nach der Ebene des kleinsten Trägheitsmomentes durch Aussteifung oder dergleichen mit voller Sicherheit ausgeschlossen, so ist unter s die größere Querschnittsseite zu verstehen.

§ 19, 3. Stützen mit Knickgefahr sind mit vorstehenden Beanspruchungen [d. h.

$$\left.\begin{array}{l} \sigma \leqq 35 \text{ kg/cm}^2 \text{ für Handelszement,} \\ \quad \leqq 45 \quad \text{„} \quad \text{„ hochwertigen Zement,} \\ \quad \leqq \dfrac{W_{b\,28}}{3}, \text{ jedoch } \leqq 60 \text{ bei } W_{28} \geqq 250 \text{ kg/cm}^2 \end{array}\right\} \text{im allgemeinen}$$

und

$$\left.\begin{array}{l} \sigma \leqq 30 \text{ kg/cm}^2 \text{ für Handelszement,} \\ \quad \leqq 40 \quad \text{„} \quad \text{„ hochwertigen Zement,} \\ \quad \leqq \dfrac{W_{b\,28}}{4}, \text{ jedoch } \leqq 50 \text{ kg/cm}^2 \end{array}\right\} \text{in Brücken]}$$

für die ω fache Stützenbelastung zu bemessen, wobei die Knickzahl ω abhängig ist vom Schlankheitsgrad (Höhe der Stütze h — vgl. § 18, Ziff. 8 — geteilt durch die kleinste Stützendicke s) gemäß nachstehender Tafel.

$\frac{h}{s}$	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{b\,\mathrm{zul}}}{\sigma_{k\,\mathrm{zul}}}$	$\frac{\Delta\omega}{\Delta\frac{h}{s}}$
1. für quadratische und rechteckige Stützen mit einfacher Bügelbewehrung:		
15	1,0	0,05
20	1,25	0,10
25	1,75	
2. für umschnürte Stützen:		
13	1,0	0,10
20	1,7	0,20
25	2,7	

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

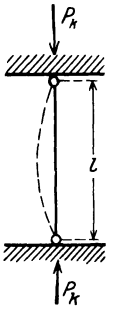


Abb. 152. Knickbelastung, Fall II.

Um den Leser über die Begründung dieser Rechnungsform grundsätzlich zu orientieren, sei die Entwicklung des Gedankens kurz geschildert.

Grundlegend für die Berechnung von Eisenbeton-Baugliedern auf Knicken sind die Versuchsergebnisse und Rechnungsverfahren, die man seit Jahrzehnten für die Berechnung gedrückter eiserner Stäbe auf Knicken aufgestellt hat. Die älteste und zunächst allein angewendete Berechnungsmethode war die nach der Euler-Formel, und zwar wurde bzw. wird in der überwiegenden Mehrzahl der praktischen Fälle der Fall II gemäß Abb. 152 benutzt. Sie lautet:

$$\text{Knickkraft } P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l^2}$$

und ergibt mit Einführung von $J = F \cdot i^2$ die Knickspannung

$$\sigma_k = \frac{P_k}{F} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i^2}{l^2} = \pi^2 \cdot E \cdot \frac{1}{(l/i)^2} = \frac{\text{const}}{(l/i)^2} .$$

Die Knickspannung σ_k folgt daher dem Hyperbelgesetz. Diese sogenannte Euler-Hyperbel ist indes nur brauchbar, solange die berechnete Knickspannung unterhalb der Streckgrenze des Baustoffes bleibt. Für das Gebiet, wo σ_k zu groß, d. h. der als „Schlankheitsgrad λ" eingeführte Quotient l/i zu klein ausfällt [für Flußeisen ergab sich bei einer Streckgrenze von $\sigma_{Str} = 1950$ kg/cm² mit $E = 2150000$ kg/cm² als Grenze $\lambda = l/i = 105$], wurde früher meist der aus zahlreichen Versuchsergebnissen hergeleitete Tetmajersche Wert für Flußeisen $\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot \lambda$ benutzt. Diese von T. für das Gebiet von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 105$ eingeführte Gerade a der Knickspannungslinie [Abb. 153] wurde von Ostenfeld durch eine Parabel ersetzt, die bei $\lambda = 0$

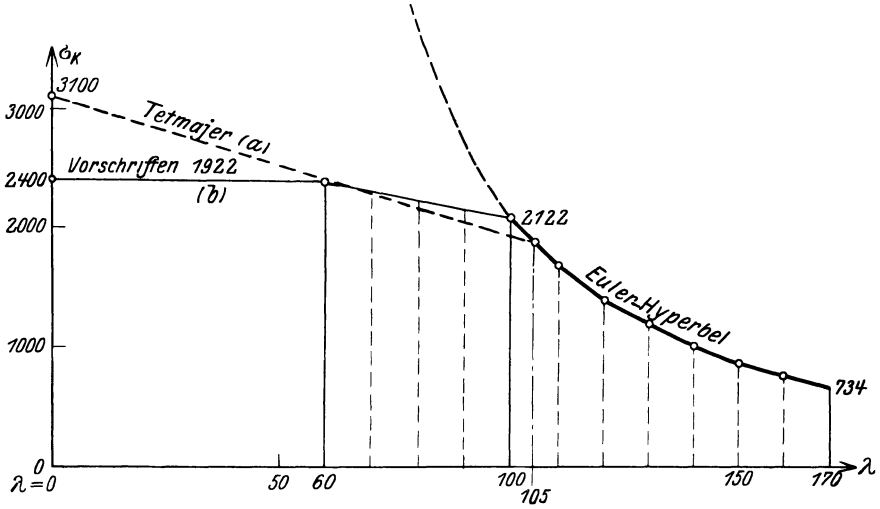


Abb. 153. Knickspannungslinie.

mit $\sigma_k = \sigma$ Streckgrenze beginnt und bei $\lambda = 105$ in die Euler-Linie mündet. Hinsichtlich anderer weniger gebräuchlicher Formeln betreffend die Beziehung zwischen σ_k und $\sigma_{d\,zul}$, z. B. von Navier, muß auf die Literatur verwiesen werden. Die Knickspannungslinie zeigte daher bis vor wenigen Jahren die in Abb. 153 dargestellte Form. Da die Tetmajerschen Versuchsergebnisse infolge weitgehender Steigerung der Materialfestigkeit als überholt anzusehen sind, wurde in den 1922 erschienenen „Neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der deutschen Reichsbahn" (veröffentlicht in „Der Eisenbau" 1922, Heft 9 u. 10) die Knickspannungslinie in der Form b nach Abb. 153 festgelegt. Zugleich führten diese Vorschriften den Begriff der „Knickzahl ω" und der „Knicksicherheit ν" in die Rechnung ein. Der auf Knicken beanspruchte Stab kann hiernach wie ein Zugstab nach $\sigma_z = \frac{P}{F}$ berechnet werden, sobald die vorhandene errechnete Stabdruckkraft mit einer nur von λ abhängigen, aus Tafeln zu entnehmenden Knickzahl

$$\omega = \frac{\text{zulässige Zug- und Biegungsspannung}}{\sigma_{d\,zul}}$$

multipliziert wird. Unter „Knicksicherheit ν" wird der Quotient

$$\frac{\sigma_k}{\sigma_{d\,zul}} = \frac{\text{Knickspannung}}{\text{zulässige Druckspannung}}$$

verstanden.

Für die Berechnung neuer Brücken bzw. aus Flußeisen vor 1895 gebauter Brücken wurde demnach je nach der zulässigen Beanspruchung des Baustoffes eine entsprechende ν-Linie vorgeschrieben.

Die Einführung hochwertigen Baustahls (St 48) als Baustoff führte zu den im November 1924 aufgestellten „vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St 48", in denen für die Größen σ_k, $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$, ω und ν die den einzelnen λ-Werten entsprechenden Zahlen der nachstehenden Tabelle gegeben sind.

Zusammenstellung 107. Zahlenwerte zur Berechnung von Eisenbauwerken aus St 48 auf Knicken.

$\lambda = l/i$	σ_k (nach Tafel)	$\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$ (nach Formel errechnet)	ω (nach Tafel)	ν (errechnet)
0	3120	1820	1,00	1,71
10	3120	1808	1,01	1,72
20	3120	1771	1,03	1,76
30	3120	1709	1,06	1,82
40	3120	1623	1,12	1,92
50	3120	1513	1,20	2,06
60	3120	1378	1,32	2,26
70	2858	1218	1,49	2,34
80	2597	1033	1,76	2,52
90	2335	826	2,21	2,83
100	2073	592	3,07	3,50
110	1713	491	3,72	3,50
120	1439	412	4,43	3,50
130	1226	352	5,20	3,50
140	1057	303	6,03	3,50
150	921	263	6,92	3,50

Abb. 154, S. 250, veranschaulicht diese Zahlenwerte.

Grundlegend für die Berechnung dieser Werte waren die folgenden Annahmen:

zulässige Spannung des St 48 $= 1{,}3 \cdot \sigma_{\mathrm{zul}}$ für Flußeisen

z. B. $= 1{,}3 \cdot 1400 = 1820$ kg/cm²;

$E_{\mathrm{St\,48}} = 2\,100\,000$ kg/cm²;

$$\text{Schlankheitsgrad } \lambda = \frac{s_k}{i} = \frac{\text{freie Knicklänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}};$$

Streckgrenze für St 48 bei $1{,}3 \cdot 2400$ (für Flußeisen) $= 3120$ kg/cm².

Annahmen für σ_k-Linie:

von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 60$: $\sigma_k = 3120$;

von $\lambda = 60$ bis $\lambda = 100$: gerade Linie von $\sigma_k = 3120$ bei $\lambda = 60$ bis $\sigma_k = 2073$ bei $\lambda = 100$;

von $\lambda = 100$ bis $\lambda = 150$: Euler-Hyperbel, beginnend mit $\sigma_k = 2073$ für $\lambda = 100$.

Annahmen für $\sigma_{d\,\mathrm{zul}}$-Linie:

für $\lambda = 0$: $\sigma_{d\,\mathrm{zul}} = 1820$;

für $\lambda \geqq 100$: $\sigma_{d\,\mathrm{zul}} = \dfrac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2 \cdot \nu}$ mit der Sicherheitszahl $\nu = 3{,}50$;

für $\lambda = 0$ bis $\lambda = 100$: eine Parabel zwischen $\sigma = 1820$ bei $\lambda = 0$ und $\sigma = 592$ bei $\lambda = 100$, bestimmt durch die Gleichung

$$\sigma_{d\,\mathrm{zul}} = 1820 - 0{,}1228 \cdot \lambda^2.$$

ω-Linie: $$\omega = \frac{\sigma_{\mathrm{zul}}}{\sigma_{d\,\mathrm{zul}}} = \frac{1820}{\sigma_{d\,\mathrm{zul}}}.$$

ν-Linie: $$\nu = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d\,\mathrm{zul}}}.$$

Die Berechnung von Eisenbetonbaugliedern auf Knicken wurde derjenigen für eiserne Druckstäbe nachgebildet.

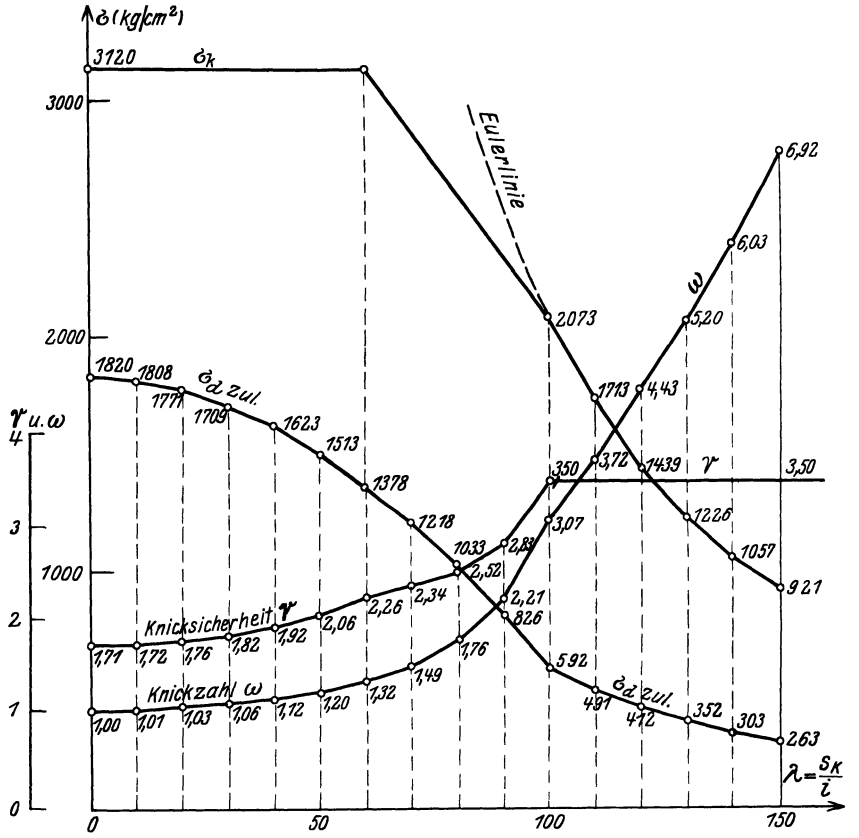


Abb. 154. Hochwertiger Stahl. St 48.

Die Eisenbetonvorschriften vom 13. 1. 16 schrieben in § 17, 9 vor:

„Beträgt die Höhe einer zentrisch belasteten Stütze mehr als das 15fache der kleinsten Querschnittsabmessung, so ist die Stütze auch auf Knicken zu berechnen. Hierbei ist die Eulersche Formel anzuwenden unter Voraussetzung einer 10fachen Sicherheit. Das Elastizitätsmaß des Betons ist zu 140000 kg/cm² anzunehmen. Das erforderliche Trägheitsmoment berechnet sich dann:

$$J_{(\mathrm{cm}^4)} = 70 \cdot P \cdot l^2,$$

worin P die Belastung der Stütze in t und l die volle Stablänge (Stockwerkshöhe in m ist.

Die Benutzung anderer Knickformeln soll nicht ausgeschlossen sein; doch bedarf es daneben des Nachweises der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel.“

Der Wert $J\,(\mathrm{cm}^4) = 70 \cdot P\,(\mathrm{t}) \cdot l^2\,(\mathrm{m}^2)$
ergibt sich aus der Euler-Gleichung mit $n = \text{Sicherheit} = 10$ und $E_b = 140000\ \mathrm{kg/cm}^2$:

$$P \leqq \frac{\pi^2 \cdot E_b \cdot J}{l^2 \cdot n};$$

$$J\,(\mathrm{cm}^4) \geqq \frac{P\,(\mathrm{kg}) \cdot 10 \cdot l^2\,(\mathrm{cm}^2)}{\sim 10 \cdot 140000\,(\mathrm{kg/cm}^2)} = \frac{1000 \cdot P(\mathrm{t}) \cdot 10 \cdot 10000\, l^2\,(\mathrm{m}^2)}{1\,400000}$$
$$\geqq \sim 70 \cdot P(\mathrm{t}) \cdot l^2(\mathrm{m}^2).$$

Der dem Grenzfall entsprechende Schlankheitsgrad ergibt sich für $E = 140000$ und $\sigma_{\mathrm{Bruch}} \sim 280\ \mathrm{kg/cm}^2$ zu

$$l/\mathrm{i} \sim \pi \cdot \sqrt{\frac{E_b}{\sigma_{\mathrm{Bruch}}}} = 3{,}14 \cdot \sqrt{\frac{140000}{280}} \sim 70.$$

Die Bestimmung des Grenzwertes $h \geqq 15 \cdot a_{\min}$, von dem ab eine Berechnung auf Knicken gefordert wird, ergibt sich aus folgender einfacher Überlegung. Angenommen sei eine quadratische Stütze mit Seitenlänge a.

1. Grenzfall I: Würfelform, also $h = a$. Die Ausrechnung ergibt $\sigma_k = \sim 117000\ \mathrm{kg/cm}^2$, eine unsinnige Spannung, da der Körper vorher längst zermalmt wäre.

2. Grenzfall II: eine übermäßig schlanke Stütze mit $h = 30 \cdot a$. Die Ausrechnung führt zu $\sigma_k = 130\ \mathrm{kg/cm}^2$, einem zu kleinen Wert.

3. Mittlerer Fall: $h = 15 \cdot a$. Es wird:

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{l^2 F} = \frac{10 \cdot 140000}{(15a)^2 \cdot a^2} \cdot \frac{a^4}{12} \sim 520\ \mathrm{kg/cm}^2,$$

d. h. die Knickspannung entspricht hier etwa der höchsten bei erstklassigem Beton vorkommenden Druckspannung.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen von 1925 schreiben in § 18, 8 für quadratischen bzw. rechteckigen Querschnitt $h/a \leqq 15$, für umschnürten Kernquerschnitt $h/a \leqq 13$ vor. Zur Begründung dieser Zahlen sind in nachstehender Tabelle die Werte für die Größen J; F; i; h/s (der Eisenbetonbestimmungen); $\lambda = h/i$ der Eisenbauvorschriften und σ_k angegeben, errechnet für eine Säule von $\left\{\begin{array}{l}\text{A: quadratischem}\\ \text{B: kreisförmigem}\end{array}\right\}$ Querschnitt bei einem Höhenverhältnis

$$h/a = \frac{\text{Länge}}{\text{kleinste Querschnittsabmessung}}$$

$$= \left\{\begin{array}{l} 1.\ \ 1\ (\text{d. h. Würfelform});\\ 2.\ 30\ (\text{d. h. übermäßig lange Säule});\\ 3.\ \left.\begin{array}{l}\text{a)}\ 15\ \text{für quadratischen}\\ \text{b)}\ 12\ \text{für kreisförmigen}\end{array}\right\}\ \text{Querschnitt.}\end{array}\right.$$

Zusammenstellung 108. $\sigma_k =$ Werte von Eisenbetonsäulen.

Höhenverhältnis	A (quadratischer Abschnitt)						B (kreisförmiger Querschnitt)					
	J	F	i	$\frac{h}{s}$	$\lambda = \frac{h}{i}$	$\sigma_k = \frac{P}{F}$ (kg/cm²)	J	F	i	$\frac{h}{s}$	$\lambda = \frac{h}{i}$	$\sigma_k = \frac{P}{F}$ (kg/cm²)
$h/a = 1$	$\frac{a^4}{12}$	a^2	$\frac{a}{\sqrt{12}} =$	1	3,46	~ 117000	$\frac{\pi \cdot a^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot a^2}{4}$	$\frac{a}{4}$	1	4	~ 87500
$= 30$	„	„	$0{,}289 \cdot a$	30	103,8	~ 130	„	„	„	30	120	~ 97
$= 15$	„	„	„	15	51,9	~ 520						
$= 12$							„	„	„	12	48	~ 610

Die Zahlenwerte lassen erkennen, daß die angegebenen Schlankheitsverhältnisse $h/a = 15$ bzw. 12 auf Knickspannungen von ~ 500 bis 600 kg/cm² entsprechend der gewöhnlichen Höchstspannung von Beton führen.

In Abb. 155 sind die $\omega =$ Kurven dargestellt für

I. gewöhnliches Flußeisen (= Handelseisen) nach den Vorschriften von 1922 für neu zu bauende Brücken;

II. hochwertigen Baustahl St 48 nach den Vorschriften von 1924;

III. Eisenbetonsäulen mit

a) quadratischem Querschnitt und einfacher Bügelbewehrung;

b) kreisförmigem Querschnitt und umschnürten Eiseneinlagen, umgerechnet aus dem Wert l/s der Bestimmungen 1925 auf den Schlankheitsgrad $\lambda = l/i$ der Vorschriften für Flußeisen bzw. hochwertigen Stahl.

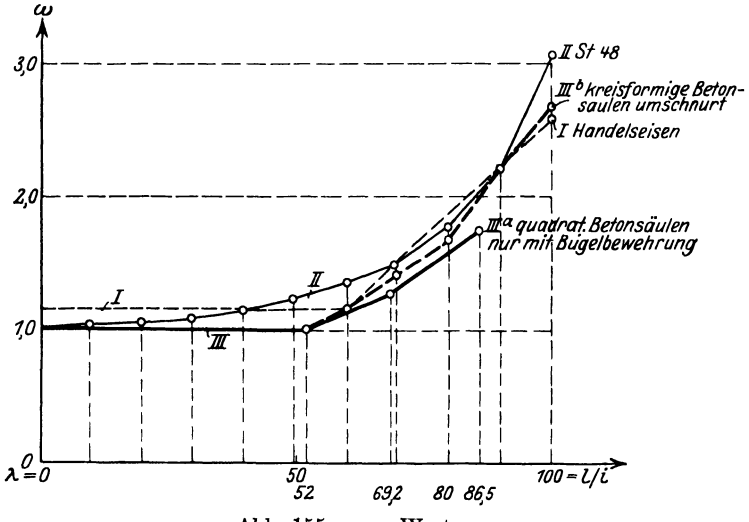


Abb. 155. $\omega =$ Werte.

Diese ω-Kurven zeigen deutlich, daß die Knickzahlen ω für Eisenbetonbauglieder denjenigen für Flußeisen und Stahlstäbe sehr nahe liegen und nach dem Vorbilde der Eisenbauvorschriften von 1922 bzw. 1924 festgelegt worden sind.

Der vorgeschriebene Rechnungsgang für die Untersuchung von Eisenbetonbaugliedern auf Knicken ist demnach:

Der Knicksicherheitsnachweis ist nur erforderlich bei den in § 19, 3 angegebenen Schlankheitsverhältnissen;

man bestimme ω nach der Tabelle in § 19, 3, sodann den ideellen Betonquerschnitt

$$F_{i\,\text{erforderlich}} = \frac{\omega \cdot N}{\sigma_{b\,\text{zul}}}$$

und hieraus die Einzelabmessungen des Betonquerschnitts sowie der Eiseneinlagen mit Bügelbewehrung bzw. Umschnürung.

K. Beton mit steifen Eiseneinlagen.

Die grundlegende Forderung für das Zusammenwirken von Beton und Eisen ist die Gewährleistung gemeinsamer Formänderung. Das Einbetten großer geschlossener Eisenquerschnitte muß deshalb mit besonderer Vorsicht

geschehen. Je größer das Verhältnis von Oberfläche zu Querschnittsfläche ist, desto besser wird die Verbundwirkung sein. Der Aufteilung in viele kleine Querschnitte, die dieses Gesetz am einfachsten darstellt, sind natürlich technische und wirtschaftliche Grenzen gezogen.

Die Wahl „steifer" Eisenquerschnitte kann aber andere Vorteile haben, die bei sachgemäßer Ausbildung ausschlaggebend werden. Dahin gehören die Steifigkeit des reinen Eisengeflechtes in sich und die Möglichkeit, an Stützkonstruktion für die Schalung zu sparen, ja sie unter Umständen ganz entbehrlich zu machen.

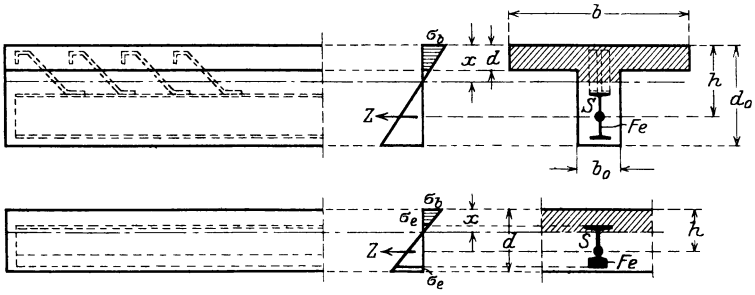


Abb. 156. Steife Bewehrung.

Gegenüber den Rechenmethoden, die bei Bewehrung der Eisenbetonglieder mit „schlaffen" Eiseneinlagen (Rundeisen) anzuwenden sind, tritt eine grundsätzliche Änderung nicht ein. Das eigene Trägheitsmoment J_e der steifen Eisenprofile darf aber nicht vernachlässigt werden.

Für Balkenquerschnitte, wie sie in Abb. 156 skizziert sind, ist z. B. die Betonspannung wie folgt zu errechnen.

x wird gefunden aus der Bedingung, daß die Summe der statischen Momente, bezogen auf die Nullinie, $= 0$ sein muß (s. S. 168).

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{J}; \qquad J = \frac{b \cdot x^3}{3} + n\,[J_e + F_e(h - x)^2]\,.$$

Die Eisenspannung ist, wie üblich, für den unteren Querschnittsrand zu ermitteln. Für eine gute Schubbewehrung ist Sorge zu tragen, wie in Abb. 156 oben angedeutet ist.

Dritter Abschnitt.

Der Entwurf.

A. Allgemeine Betrachtungen.

I. Bauprogramm.

Soll ein neues Bauwerk entstehen, so sind die Grundbedingungen für seine Gestaltung in einem „Programm“ festzulegen.

Von den Grundlagen des Entwurfes, die in den folgenden Abschnitten im einzelnen behandelt werden, ist allgemein die nächstliegende die Sorge für eine dauerhafte unbewegliche Verbindung des Bauwerkes mit dem Grund und Boden.

Punkt 1 des Programms lautet also „Beschaffenheit des Baugrundes“.

Senkrechte Lasten sind auch bei mangelhaftem Baugrund ohne große Schwierigkeiten zu übertragen. Die Aufnahme der wagerechten Seitenkraft des Fundamentdruckes — des Schubes — muß besonders aufmerksam verfolgt werden. Das häufige Vorkommen der Wölbung im Massivbau und die bei den großen Eigengewichten daraus entstehenden großen Schubkräfte beeinflussen die Durchführbarkeit eines Entwurfs — technisch und wirtschaftlich — in hohem Maße. Die Tiefe, in der tragfähiger Baugrund angetroffen wird, ist z. B. bei Brücken entscheidend für die Wahl der Spannweiten usw. Ist daher der Ort eines zu schaffenden Bauwerks nicht festgelegt durch andere Forderungen, wie die unverrückbare Linienführung einer Eisenbahn oder Straße, die durch wirtschaftliche Notwendigkeiten bedingte Lage eines Wasserturmes oder eines Fabrikhofes, so kann die mehr oder weniger günstige Bodenbeschaffenheit der Grund für eine Linienverlegung oder andere Wahl des Bauplatzes werden.

Punkt 2 des Programms betrifft die Abmessungen, die durch den Zweck des Bauwerks gegeben sind. Die Linienführung einer Straße neben einem Eisenbahndamm bedingt Höhe und Länge der erforderlichen Stützmauer, die Breite von unter- oder überzuführenden Verkehrswegen, die Forderung ungestörter Schiffahrt und anderes mehr bedingen die Maße einer Brücke, die aufzuspeichernden Kornmassen die Gestaltung eines Getreide-Silos usw.

Punkt 3 des Programms enthält die Festlegung der angreifenden und widerstehenden Kräfte.

Näheres darüber findet sich in der „Einleitung“ unter II und III.

Den Hauptinhalt werden gesetzliche und behördliche Vorschriften bilden (s. Anhang).

Bei freier Entscheidung des Bauherrn ist wegen erwünschter Dauer des Bauwerks vorsichtige Schätzung der Zukunftsmöglichkeiten geboten.

Punkt 4 des Programms handelt vom Baustoff.

Im Abschnitt „Massiver Baustoff", S. 43 ff., sind die für die Wahl des Baustoffes maßgeblichen Gesichtspunkte eingehend dargelegt.

Ist der Baustoff aus wirtschaftlichen oder ästhetischen Gründen von vornherein vorgeschrieben, so bleibt die Zahl der Entwurfsmöglichkeiten gering. Grundsätzlich sollte die Wahl des Baustoffes erst von dem Ergebnis eines Vergleichs skizzenhafter und überschläglicher Entwürfe von berufener Hand abhängig gemacht werden. Dies wird häufig wegen vorgefaßter Meinungen versäumt (s. Ausführungen über Vorentwürfe S. 255 unten).

Baugrund, Abmessungen, Kräfte und Baustoff bilden die Grundpfeiler der rein technischen Programmaufstellung. Alle weiteren Bestimmungen sind von Ort, Zeit und einschlägigen Verhältnissen abhängig und in ihrer Wichtigkeit wechselnd. Sie sind ihrer Eigenart nach zu trennen in:

a) Technische Sonderbestimmungen:

1. Zufuhrwege und Bauplatz,
2. Art der Kraftquelle,
3. Wasserabführung, Wasserhaltung und Gebrauchswasser,
4. Hilfsbauten, (Gerüste, Notbrücken u. a.),
5. Vorschriften über Bauausführung, Wahl der Baumaschinen, Betriebseinrichtung,
6. Bauplan — Beginn — Fertigstellung,
7. Entwurfsänderung während des Baues.

b) Wirtschaftliche Bestimmungen:

1. Herstellungskosten (Entwurf, Bauausführung, Bauaufsicht, Bauberatung),
2. Abschlagszahlungen,
3. Verwendung gewonnenen Materials,
4. Verzugsstrafen.

c) Ästhetische Bestimmungen:

1. Gestaltung der Außenflächen und Einzelformen,
2. Besonderer Schmuck.

d) Rechtliche Bestimmungen:

1. Vertragsabschluß,
2. Entwurfsänderung während des Baues (rechtlich),
3. Rechte Dritter,
4. Schiedsgericht,
5. Gerichtsverfahren.

e) Soziale Bestimmungen:

1. Unfallverhütung,
2. Wohlfahrtseinrichtungen.

Der Rahmen ist sehr weit gefaßt. Die Zusammenstellung kann in ihrer Gesamtheit als Unterlage für den Ausführungs-Vertrag gelten. Das Programm wird nur dies oder jenes vorsehen müssen. Der Entwerfende muß aber im Geiste alle späteren Möglichkeiten vorausschauend erwägen.

II. Vorentwürfe.

Viel Kraft und Arbeit wird gerade im Bauingenieurwesen dadurch vergeudet, daß Entwürfe von vornherein bis ins Kleinste durchgearbeitet werden. „Lieber dreimal überschläglich rechnen als einmal genau". Ein Ratschlag, der selbstredend nur für den Meister gilt[1]). Die Vorarbeit für den

[1]) Den Ausspruch tat Müller-Breslau im Kolleg W.-S. 1895/96.

Entwurf ist aber Meisterarbeit. Denn sie erfordert Erfahrung, Überblick und Selbstkritik. Organisation der Geistesarbeit, richtiges Einsetzen und Ausnutzen der Leistungen der Gehilfen verbürgt den Erfolg — beim Entwerfen wie bei jeder schöpferischen Tat.

Das übliche Ausschreibungsverfahren und der scharfe Wettbewerb leistungsfähiger Baufirmen hat zur Übertreibung der Ansprüche der Bauherren und zu teils maßloser Arbeitsvergeudung geführt.

Früher wurde wohl der Standpunkt vertreten, daß ein Ingenieurbauwerk als ein vollendetes zu bezeichnen sei, das mit dem kleinsten Materialaufwand dem Zweck entsprechend hergestellt werden konnte. Auch die ausschließliche Wertung des Kostenminimums ist zu verwerfen.

Zweckmäßigkeit, Dauer und Schönheit in wohlerwogener Harmonie sind heute die Forderungen für ein Meisterstück des Ingenieurs. In den Forderungen der Zweckmäßigkeit und Dauer ist der Begriff der Wirtschaftlichkeit — möglichst geringe Herstellungs- und Unterhaltungskosten und vorausschauende Berücksichtigung der Zukunft enthalten. Dieses Ideal hebt die Arbeit des Bauingenieurs heraus aus dem Niveau des Nutz- und Tiefbautechnikers. Dem Massivbau mit seinen plastischen Baustoffen ist durch die Einführung des Eisenbetonbaues eine ungeahnte Fülle des Formenreichtums zugewachsen, zu dessen Beherrschung Zirkel und Rechenschieber nicht mehr ausreichen. Die Notwendigkeit der Begründung der Standfestigkeit und Unzerstörbarkeit trennt die schöpferische Tätigkeit des Ingenieurs von der des Künstlers.

B. Bauwerke.

Die massiven Ingenieurbauten in dem Umfange, wie sie in der Einleitung näher gekennzeichnet sind, lassen sich in vier Gruppen von Bauwerken gliedern:

I. Stütz- und Futtermauern,
II. Brücken,
III. Ingenieurhochbauten,
IV. Besondere Bauformen.

Das Bauwerk wird dadurch gekennzeichnet, daß es die angreifenden Kräfte auf den Baugrund überträgt. Im Gegensatz hierzu werden „Bauglieder“ alle die Gebilde genannt, die entweder angreifende äußere Kräfte auf einen Teil des Bauwerks übertragen oder zum Ausgleich innerer Kräfte innerhalb des Ganzen dienen; der Unterschied liegt nicht in der Größe oder Wichtigkeit oder in der Form, sondern in der Art der Aufgabe.

Die Stirnmauer einer großen gewölbten Brücke ist eine Stützmauer von erheblicher Größe und Wichtigkeit — aber ein „Bauglied“; die Begrenzung eines erhöhten Bahnsteiges ist von geringer Höhe und Bedeutung — aber ein „Bauwerk“.

I. Stütz- und Futtermauern.

Der natürliche Ausgleich zwischen zwei Geländehöhen a und b (Abb. 157) ist die Böschung $1:n$. Er bedingt bei dem Höhenunterschied h eine wirtschaftlich wenig oder gar nicht nutzbare Fläche von der Breite $n \cdot h$. Die Forderung, auch diesen Raum technisch zu verwerten, tritt häufig auf. Um sie zu erfüllen, muß die Böschungslinie steiler gestaltet werden. Die Grenzlage ist durch die Neigung $1:0$, d. i. $\varphi = 90^0$ gegeben. Die technischen Hilfsmittel zur Erreichung dieses Zieles sind:

1. Pflasterungen bis etwa $1:{}^3/_4$ (Abb. 158). Die Ausführung erfordert gute Bettung und solides Fundament.

2. Steinpackungen (Trockenmauern). Neigung bis etwa $1:{}^1/_2$, Ausführung in lagerhaften Bruchsteinen ohne Mörtel (Abb. 159).

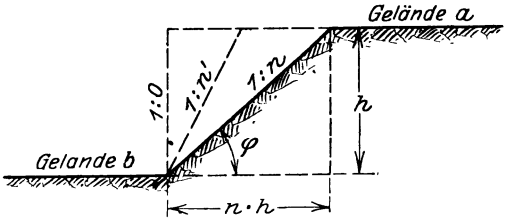


Abb. 157. Natürliche Böschung.

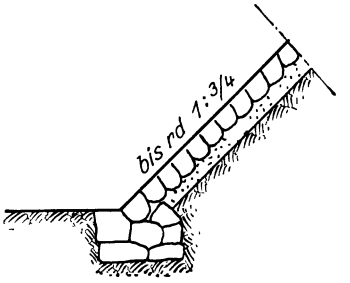


Abb. 158. Pflasterung.

3. Verkleidungsmauern (Futtermauern). Neigung bis $1:{}^1/_6$. Ausführung als Mörtelmauern. Diese Mauerart bildet den unmittelbaren Übergang zu den sog. Stützmauern.

4. Stützmauern. Während die vorher beschriebenen Ausführungen mehr oder weniger den Charakter der Böschungsbekleidung tragen, stellt die Stützmauer ein selbständiges Bauwerk dar, dessen Standfestigkeit durch das Gleichgewicht zwischen dem Angriff des Erddruckes und dem Widerstand der Mauer selbst gegen Verschiebung und Verdrehung bedingt ist (siehe auch Abb. 1, S. 2).

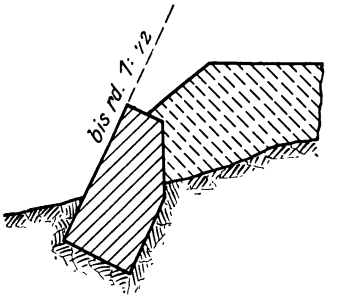


Abb. 159. Steinpackung.

Für einen harmonischen Ausgleich der drei Grundforderungen „statisch richtig, technisch ausführbar und wirtschaftlich günstig" sind folgende Überlegungen maßgebend.

a) Gewichtsstützmauern.

1. Volle Stützmauern.

A. Vorderfläche.

Die Mittelkraft aus Erddruck und Mauergewicht ist nach vorn geneigt. Der Materialverbrauch wird günstig beeinflußt, wenn der Mauerquerschnitt der Mittelkraftslinie möglichst angepaßt wird. Die Vorderfläche müßte also gekrümmt, mindestens aber geneigt sein (Abb. 160). Die Zweckmäßigkeit dieser Anordnung hat ihre Grenzen. Die Herstellung gekrümmter Flächen ist technisch schwierig, daher wirtschaftlich ungünstig. Sie kommt nur in Frage, wenn die Kosten der ersparten Mauermassen diese Mehrausgaben aufwiegen, d.h. also bei großen Höhen. Auch die geneigte, geradlinige Vorderfläche ist im allgemeinen kostspieliger als die lotrechte. Hinzu tritt bei gekrümmten und geneigten Vorderflächen die Notwendigkeit gesteigerter Abwehrmaßnahmen gegen den Angriff des Wassers, die mit der Vergrößerung des Neigungswinkels gegen die Lotrechte schnell in ihrer wirtschaftlichen Bedeutung zunehmen. Als praktische Grenze wird wohl ein Anlauf der Vorderflächen bis $1:{}^1/_5$ angegeben, diese Vorschrift

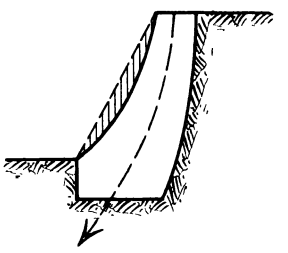


Abb. 160. Querschnittsform.

kann aber keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit erheben; die Entscheidung kann nur für jeden Fall besonders getroffen werden. Ein selbstverständlicher Übergang zwischen Krümmung und geradliniger Neigung ist die geknickte Form, die meist nur zugunsten der vierten Grundforderung nach ästhetischer Durchbildung durch die Krümmung ersetzt werden wird.

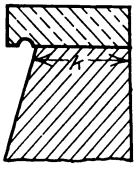


Abb. 161. Abdeckplatte.

Aufsichtsfläche (Kronenbreite). Ein praktisches Mindestmaß k muß stets innegehalten werden, das von dem Baustoff und den Gesamtabmessungen der Mauer abhängig ist (Abb. 161 und nebenstehende Tabelle).

h (m)	k min. (m)
2,0	0,4
3,0	0,5
bis 6,0	0,6
über 6,0	0,6—0,8

Die Kronenfläche ist dem Wasserangriff besonders stark ausgesetzt, daher ist eine widerstandsfähige Abdeckung erforderlich, die zweckmäßig zum Schutz der Ansichtsfläche und im Interesse guter ästhetischer Wirkung überkragt und mit Wassernase zu versehen ist (Abb. 161). Die Abmessungen für 5 genormte Abdeckplatten gibt Dinorm 455.

B. Rückenfläche.

Unter der Voraussetzung, daß der statische Standfestigkeitsnachweis erbracht werden kann, ist die lotrechte Führung von Hinterkante Krone nach Abb. 162 die beste Lösung, weil sie technisch am einfachsten, daher wirtschaftlich am günstigsten ist. Auch die Forderung der Abweisung des Wasserangriffes infolge Durchfeuchtung der Erde ist hier am besten erfüllt. Je flacher die Neigung der Rückenflächen gewählt wird, desto besser muß die Flächenbehandlung durch Putz und wasserabweisende Anstriche oder Bekleidungen ausgeführt werden, wodurch naturgemäß mehr Kosten entstehen. Diese einfache und beste Lösung wird aber selten statisch zulässig sein. Die Mittelkraft der Mauergewichte wird nach hinten verlegt werden müssen; daraus folgt die Notwendigkeit einer Abschrägung von der hinteren Kronenkante abwärts. Die praktische Ausführung im Sinne eines Ausgleichs der statischen Notwendigkeiten und eines wirtschaftlichen Wasserschutzes wird zwischen den Grenzen der Neigungen 1 : 1 und 1 : $^1/_2$ liegen. Die Anpassung an den Verlauf der Mittelkraftslinie Abb. 160 und das Streben nach Materialersparnis muß zu dem Gedanken der Unterschneidung im unteren Mauerteil (Abb. 162) führen. Gegen diese Anordnung können technische Ausführungsschwierigkeiten geltend gemacht werden. Dann stehen sich gegenüber: beste statische Form, daher Ersparnis des Mauerwerksteils a, und einfachste technische Ausführung und ein Mehr an Mauerwerksmassen. Die Entscheidung ist im Einzelfall im Wege der Kalkulation leicht zu treffen.

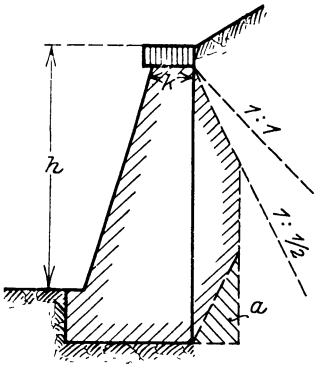


Abb. 162. Rückenfläche.

Verkehrt ist es, die Unterschneidung nur deshalb zu wählen, damit die gewohnheitsmäßige Forderung, die Mittelkraftslinie müsse im „Kern“ bleiben, erfüllt wird. In der Fundamentsohle kommen Zugspannungen überhaupt nicht in Frage. Die Spannungsverteilung erstreckt sich nach zulässigen Annäherungsannahmen alsdann nur über einen Teil des Querschnitts (vgl. S. 229). Maßgebend ist allein der Spannungsgrößtwert an der Vorderkante, der innerhalb der zulässigen Bodenpressung bleiben muß.

C. Fundamentsohle.

Die Frage der Gründung ist im Band 1 des dritten Teils der Handbibliothek gesondert behandelt. In diesem Buch ist daher stets guter Baugrund in leicht erreichbarer Tiefe vorausgesetzt. Die Fundamentsohle soll möglichst rechtwinklig zum Kraftangriff angeordnet werden. Bei wechselnder Belastung pendelt die Mittelkraftlinie zwischen zwei Grenzlagen (Abb. 163: R_{I} und R_{II}). Eine mittlere Richtung kann je nach Wichtigkeit der Aufgabe mit größerer oder geringerer Genauigkeit festgelegt werden. Statisch richtig wäre die Anordnung der Fundamentsohle rechtwinklig zu dieser Mittellage. Sie ist zu wählen, wenn keinerlei Bedenken gegen die technisch-wirtschaftliche Ausführung bestehen. Diese wird aber möglichst die wagerechte Fundamentsohle bevorzugen. Sie kann unbedenklich ausgeführt werden, solange die Richtung der Mittelkraft R_m um weniger als den Reibungswinkel ϱ zwischen Erde und Mauerwerk von der Lotrechten abweicht.

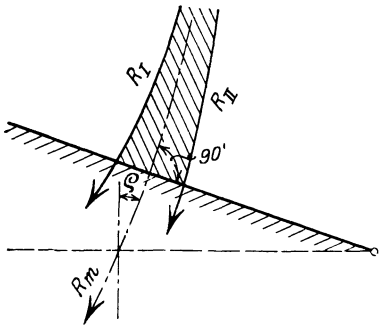


Abb. 163. Mittelkraftlinien.

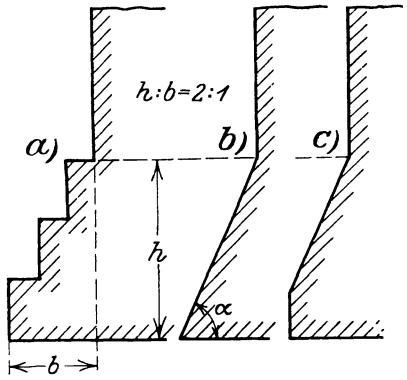


Abb. 164. Fundamentbegrenzung.

Wie auch die vordere Ansichtsfläche gestaltet sei, vom Gelände bis zur Grundfuge wird die Ausführung einer Fundamentverbreiterung Abb. 164 schon im statischen Sinne erwünscht erscheinen. Bei den natürlichen und künstlichen Bausteinen ist die Form der Abtreppung von selbst gegeben. In dem Verhältnis h zu b wie 2:1 (Abb. 164a) kann sie ohne jeden statischen Nachweis ausgeführt werden. Bei Verwendung des plastischen Betons als Baustoff liegt der Gedanke nahe, eine schräge Fundamentbegrenzung nach Abb. 164b zu wählen. Spitze Winkel sind in Massivbau-Querschnitten aber grundsätzlich zu vermeiden, daher ist stets Ausführung nach Abb. 164c empfehlenswert.

D. Zusammenfassung.

Die vorstehenden Darlegungen beziehen sich auf solche Stützmauern, deren Standfestigkeit in dem Gewicht des Mauerwerkskörpers selbst begründet ist. Abb. 165 zeigt im Lichtbild die Ausführung eines besonders großen Bauwerkes.

Eine systematische Zusammenstellung der für praktische Zwecke geeigneten Rechnungsformen für die Ermittlung der angreifenden Erddruckkräfte ist in der Einleitung S. 19ff. gegeben. Das Entstehen eines abgerundeten Entwurfs in den Ausführungsmöglichkeiten des Massivbaues verlangt die Beherrschung des plastischen Gestaltens. Den Ausgangspunkt bilden die Festpunkte des Programms. Sie lassen für die Gestaltung der Vorderfläche meist nur geringen Spielraum. Die Entscheidung zwischen technischen und wirtschaftlichen Vor- und Nachteilen ist dann auf Grund von Erfahrungs-

Abb. 165. Stützmauer aus Beton.

tatsachen oder von einigen Vergleichsrechnungen schnell zu finden. Da die Kronenbreite gegeben ist, wird die erste rohe Form der Rückenfläche leicht bestimmt. Alle diese Voruntersuchungen sollten mit ganz einfachen Erddruckannahmen durchgeführt und daraus in großen Zügen der Gesamtumriß des Querschnittes gestaltet werden. Der Neigung des Entwerfenden oder den Ansprüchen des Prüfenden bleibt es vorbehalten, wie weit dann zum Schluß die rechnerische Schärfe des endgültigen statischen Nachweises getrieben werden soll. Viel wichtiger als übertriebene Forderungen in dieser Richtung ist die Prüfung des Einflusses der Änderung der gemachten Annahmen, die am besten in der Form von „Gefahrenkurven" ausgeführt wird. Ein Beispiel hierfür möge die Verfolgung des Einflusses der Änderung der Kronenbreite x auf das Anwachsen der Bodenpressung an der Vorderkante bilden, die in Abb. 166 dargestellt ist. Eine nähere Erläuterung geht über den Rahmen dieses Buches hinaus. Die Spannungen im Mauerwerk selbst sind nur in Ausnahmefällen für die Querschnittsgestaltung maßgebend. Die Form dient in erster Linie der Konzentrierung der erforderlichen Gewichtsmengen. Der gefährliche, im Auge zu behaltende Punkt ist die Fundament-Vorderkante. Hier muß die Spannung des Baugrundes innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben. Daneben ist das Augenmerk auf die Gefahr des Gleitens in der Fundamentsohle zu richten. Hand in Hand mit diesen statischen Voraussetzungen geht die Rücksicht auf die technische Ausführbarkeit. Hier ist Einfachheit das anzustrebende Ziel. Die Berücksichtigung der mannigfachen Angriffe des Wassers und die wirtschaftlich günstigste Gestaltung der Abweisungsmaßregeln in der Ansichtsfläche, Rückenfläche und Abdeckung muß gleichzeitig beachtet und in die plastische Gesamtformgebung hineingearbeitet werden. Nicht die schematische Anlehnung an gegebene Vorbilder oder die Anwendung

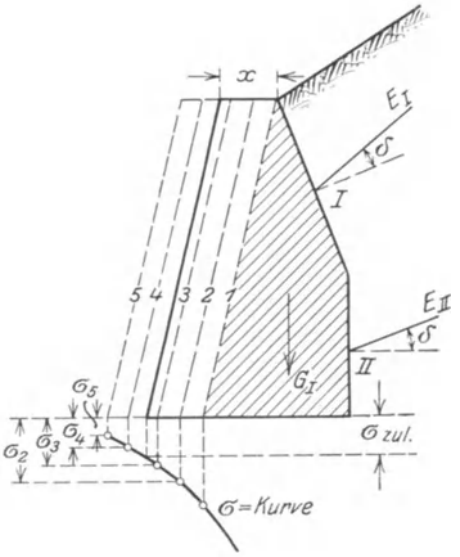


Abb. 166. Gefahrenkurve.

von Faustformeln, die nur bei überlegener Beachtung aller ihrer Voraussetzungen einen Sinn hat, sondern nur ein umsichtiges, leicht bewegliches Abwägen der statisch-technisch-wirtschaftlichen Forderungen führt zu dem Ziele des vollendeten Entwurfes. Seine Durchdringung in ästhetischem Sinne sollte dem Ingenieur nicht gleichgültig sein und auch nicht erst nachträglich dem Architekten zugewiesen werden. Das Ideal ist ein Zusammenarbeiten, bei dem zunächst eine harmonische Auf- und Unterteilung der Massen festgelegt wird. Die künstlerische Behandlung von Einzelheiten kann dann, nach Erledigung aller rein bautechnischen Aufgaben, zum Schluß der Entwurfsbearbeitung je nach Zweck und Lage des Bauwerks in mehr oder weniger reichem Maße erfolgen.

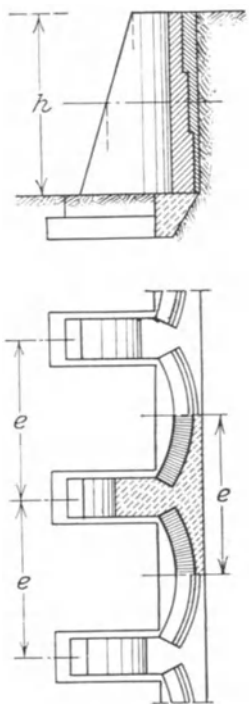


Abb. 167.
Gewölbte Wand.

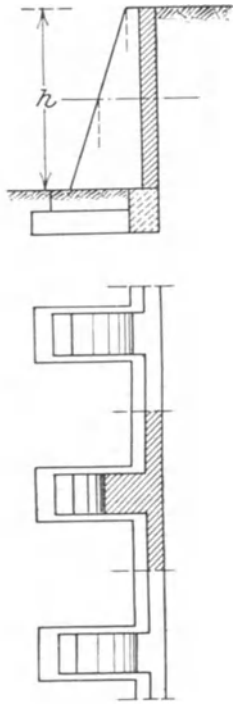


Abb. 168.
Plattenwand.

2. Aufgelöste Stützmauern.

Die Herstellung des Gleichgewichtes zwischen angreifendem Erddruck und widerstehendem Mauergewicht verlangt große Mauermassen. Der Versuch,

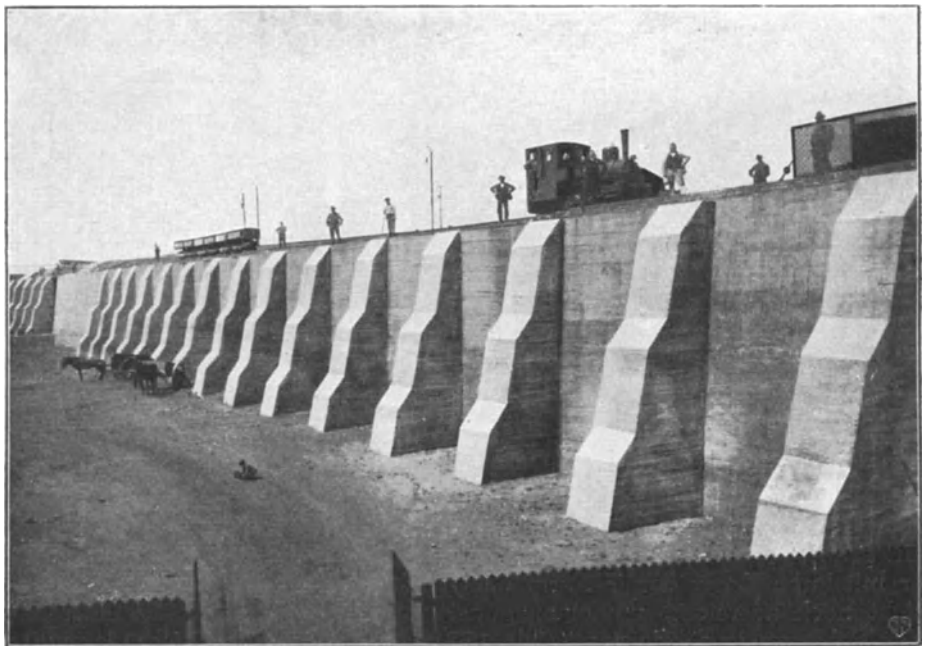


Abb. 169. Aufgelöste Stützmauer.

durch statisch günstigere Formgebung an Masse zu sparen, führt zu einer Auflösung in Pfeiler und Wand.

Solange nur druckfeste massive Baustoffe zur Verfügung stehen, muß die Wand Gewölbeform erhalten (Abb. 167). Mit biegungsfestem Material ist die Ausbildung als Platte möglich (Abb. 168). Ein wirtschaftlicher Vorteil der technisch umständlicheren aufgelösten Form gegenüber der geschlossenen Ausführung wird besonders in den Fällen nachzuweisen sein, in denen ein Nachvornstrecken der Fundamentsohle keine Schwierigkeiten macht, und in denen große Massenersparnis möglich ist, z. B. bei großen Höhen. Abb. 169 zeigt eine Futtermauer aus Eisenbetonplatten zwischen kräftigen Stampfbetonpfeilern.

b) Winkelstützmauern.

Ein ganz neuer Gedanke wird in die Konstruktion getragen, wenn ein Teil des Mauergewichtes durch die Auflast der Erde selbst ersetzt wird. Die einfachste Form ist der Winkel aus Wand und Grundplatte (Abb. 170). Beide Bauteile werden nun auf Biegung beansprucht und sind entsprechend auszubilden.

1. Winkelstützmauern ohne Rippen.

Ihre Belastung ist in Abb. 170, die sinngemäße Anordnung der Eiseneinlagen in Abb. 171 schematisch dargestellt.

Im Zwickel, dem Ort der größten Momente, ist eine Querschnittsverstärkung empfehlenswert. Die Aufnahme der Querkräfte und der aus ihnen folgenden Hauptzugspannungen (s. S. 211) muß geprüft werden. Wenn Schrägeisen erforderlich sind, so kann ihre Anordnung gemäß der Auffassung der Wand als Fachwerk gewählt werden.

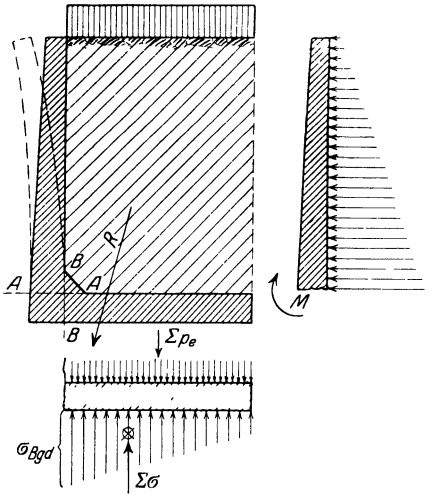


Abb. 170. Winkelstützmauer.

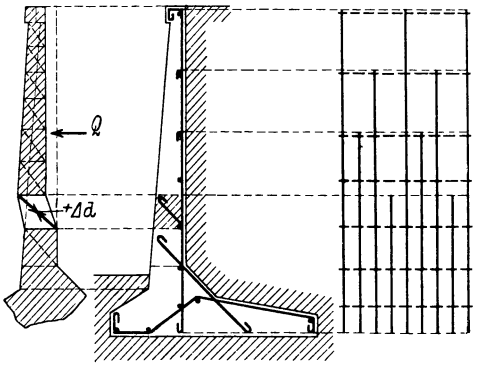


Abb. 171. Eiseneinlagen der Winkelstützmauer.

Die einfache Form (Abb. 170) wird nur dann in Frage kommen, wenn an der Vorderkante kein Raum verfügbar ist. Die Verschiebung der Grundplatte nach vorn hat auf die Beanspruchung der Wandplatte keinen Einfluß. Sie bewirkt aber eine bessere Ausnutzung der Grundplatte, die ihre Grenze in einer mittleren Lage, der T-Form der Mauer findet, wenn nämlich das Erdgewicht noch ausreicht, um einen günstigen Durchstoßpunkt der Mittelkraft in der Sohle zu gewährleisten (Abb. 172). Für den Vergleich ist als maßgebliche Grundlage die zulässige Bodenpressung $\sigma_{zul.}$ an der Vorderkante anzusehen. Demnach ist $b_I > b_{II} < b_{III}$.

Wenn das Bauprogramm es zuläßt, sollte daher möglichst die T-Form angestrebt werden.

Die übliche Rechnungsweise, den vollen Erdkörper $ABDC$ (Abb. 173b) als Auflast einzuführen und mit dem Erddruck auf die gedachte Hinterfläche BD unter $\sphericalangle \delta$ zusammenzusetzen, führt zu Ergebnissen, die mit denen aus systematisch angestellten Versuchen nicht im Einklang stehen. Die zuweilen gefühlsmäßig angewendete Annahme der Linie BC als Gleitfläche dagegen ist willkürlich und statisch nicht begründet. Über die Lage der tatsächlich sich bildenden Gleitfläche haben bisher J. Schultze im „Zentralblatt der Bauverwaltung" 1916, S. 198 und A. Ostenfeld, Kopenhagen, in „Beton und Eisen" 1921, S. 11 und 38 geschrieben. Ostenfeld versucht den aktiven Erddruck auf eine Winkelstützmauer durch Ermittelung derjenigen gefährlichsten Ebene BE (Abb. 173b) zu finden, die den größten Bodendruck bei A bzw. den geringsten Widerstand gegen Umkippen der Mauer hervorruft. Er findet als gefährlichste Lage der gedachten Rückseite diejenige unter dem Winkel ε gegen die Senkrechte entsprechend dem Mittelwert zwischen $\sphericalangle \alpha$ und $\sphericalangle (45^0 - \varphi/2)$, worin φ der natürliche Böschungswinkel des Erdreichs ist. Er empfiehlt daher für kleine Bauwerke, sofern es nicht auf äußerste Verringerung der Abmessungen ankommt, mit der Ebene BC, für größere, möglichst sparsam auszubildende Mauern dagegen mit der Ebene unter $\sphericalangle \varepsilon = \frac{\alpha + (45^0 - \varphi/2)}{2}$ zu rechnen.

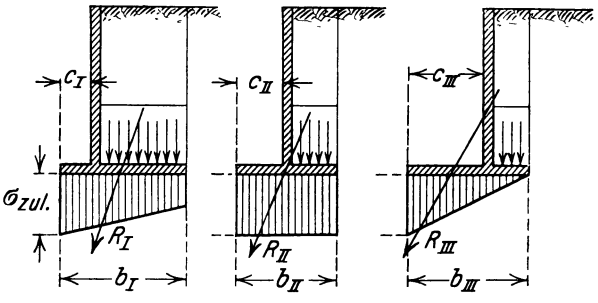


Abb. 172. ⊥-Querschnitte.

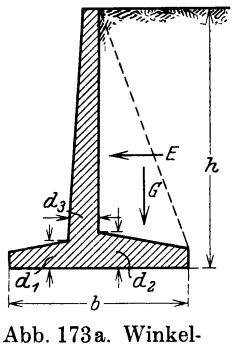


Abb. 173a. Winkelstützmauer.

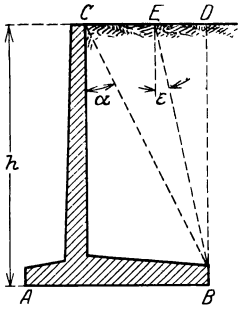


Abb. 173b. Erdlast für Winkelstützmauer.

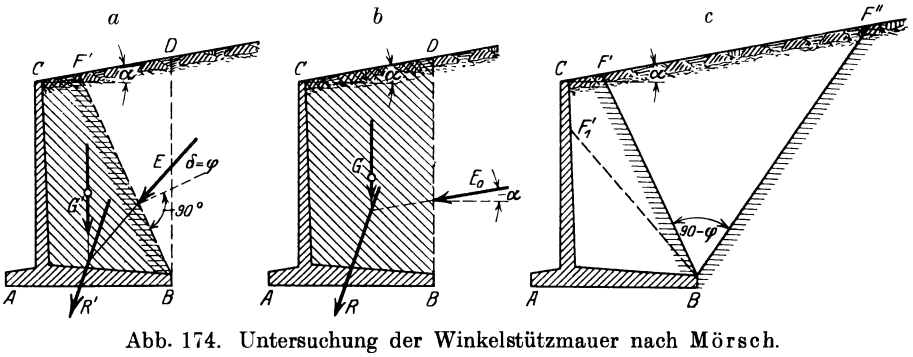


Abb. 174. Untersuchung der Winkelstützmauer nach Mörsch.

Eingehende Versuche zur Ermittelung der Druckverhältnisse hinter der winkelförmigen Stützmauer sind kürzlich von der Firma Wayss & Freytag.

A.-G., auf Anregung von Professor E. Mörsch an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart angestellt und in der Festschrift der Firma anläßlich ihres 50jährigen Bestehens sowie in „Beton und Eisen" 1925, S. 327 ff. veröffentlicht. Die Versuche zeigen sehr weitgehende Übereinstimmung der tatsächlich beobachteten Gleitflächenbildung und Bewegungsvorgänge mit den theoretisch ermittelten, sowohl für einfache wie auch Winkelstützmauern.

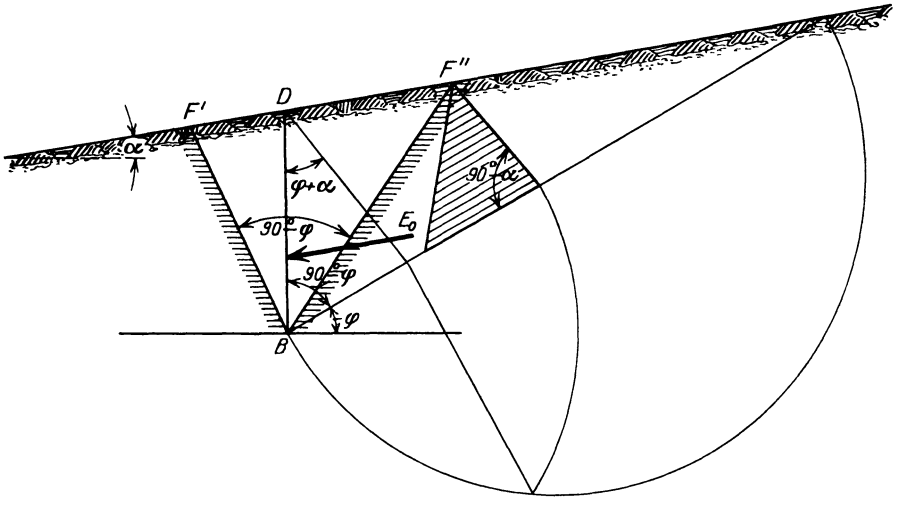


Abb. 175. Gleitflächen- und Erddruckbestimmung.

Sie beweisen, daß bei der einfachen Stützmauer die übliche Berechnung nach Coulomb zutreffende Werte ergibt, daß dagegen bei Winkelform der Stützmauer für die Berechnung von den Spannungen im unbegrenzten Erdkörper auszugehen ist. Das Aufsuchen der mauerseitigen Gleitfläche ist unnötig. An Stelle der Resultierenden R' (Abb. 174a), die für eine Gleitfläche BF' aus G' und dem Erddruck E unter $\sphericalangle \delta = \varphi$ ermittelt wird, kann die Resultierende R (Abb. 174b) aus dem vollen Gewicht G, bis BD gerechnet, und dem // der Oberfläche der Erdüberschüttung angenommenen, nach Coulomb mit $\delta = \alpha$ bestimmten Erddruck E_0 gesetzt werden. Voraussetzung ist nur, daß die mauerseitige Gleitfläche BF' die Rückfläche der Mauer nicht mehr schneidet (wie etwa BF_1' in Abb. 174c), was praktisch nur selten vorkommen wird.

Abb. 175 zeigt die zeichnerische Ermittelung der beiden, den $\sphericalangle (90^0 - \varphi)$ einschließenden Gleitflächen BF' und BF'' sowie des Erddrucks E_0.

2. Winkelstützmauern mit Rippen.

Die Berührungslinie der beiden Platten, der Zwickel, ist der Ort der größten Angriffsmomente. Erstreckt sich die Mauer auf größere Länge, so erfordert die räumliche Steifigkeit zur Aufnahme der Einwirkungen verschiedenen Setzens oder von Eigenspannungen im Beton eine Verstärkung durch Rippen (Abb. 176). Die Ausführung bietet den großen Vorteil, daß nunmehr eine Aufteilung von Wand und Sohle in Stützen und Platten erfolgen kann.

Die Wandteile werden horizontal gestützte durchlaufende Platten, die in den Stützen auf Zug verankert sein müssen. Die Stützrippen werden unten eingespannte Freiträger mit einem von oben nach unten anwachsenden Plattenbalkenquerschnitt (Abb. 177). Die Sohlenplatte ist vor und hinter der Wand eine in den Rippen gestützte durchlaufende Platte. Im übrigen

entsprechen die Belastungen der einzelnen Bauteile den oben erläuterten Angriffen.

Damit ist die Formgebung erreicht, auf der die wirtschaftlichen Vorteile des Eisenbetonbaues in erster Linie beruhen — die Kombination von Plattenbalken und Platte mit Ausnutzung der günstigen Momentenwerte des durchlaufenden Balkens.

Die Entwurfsarbeit[1]) wird also folgende Disposition erhalten:

Allgemeine Formgebung des Querschnittes mit dem Ziel, eine günstigste, im Rahmen des Programms mögliche Anordnung der Sohle unter der Wand zu finden. Vergleichende Annäherungsrechnungen mit einfachsten Annahmen (siehe unter Erddruck S. 22) genügen. Als Mauergewicht kann der Klotz $a \cdot h$ nach Abb. 178 mit etwas erhöhtem Raumgewicht der Erde schätzungsweise eingesetzt werden (Beispiel Abb. 178).

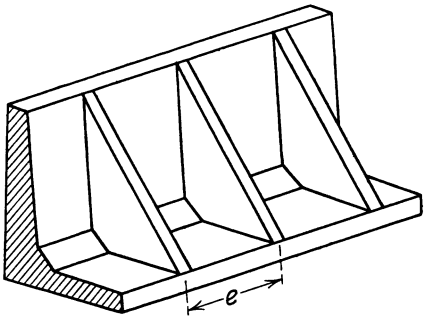


Abb. 176. Winkelstützmauer mit Rippen.

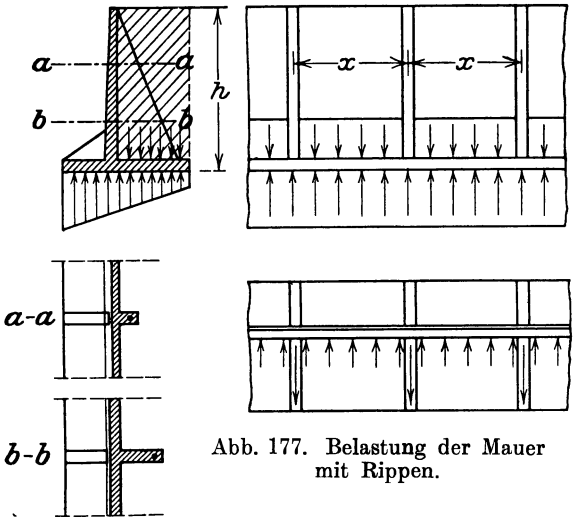


Abb. 177. Belastung der Mauer mit Rippen.

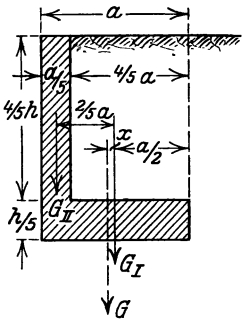


Abb. 178. Beispiel für Winkelstützmauer.

Gewicht der Erde: $G_e = \frac{16}{25} ah \cdot \gamma_e \qquad (\gamma_e = 1{,}8)$,

Gewicht der Mauer: $G_m = \frac{9}{25} ah \cdot \gamma_m \qquad (\gamma_m = 2{,}4)$,

Gesamtgewicht: $G = ah \cdot \left(\frac{16}{25}\gamma_e + \frac{9}{25}\gamma_m\right)$,

Durchschnittsgewicht: $\gamma = \frac{G}{ah} = \frac{1}{25}(16 \cdot 1{,}8 + 9 \cdot 2{,}4) \cong 2{,}0$.

Ein $10\,^0/_0$iger Aufschlag genügt in diesem Falle.

[1]) Weiske, P.: „Standfestigkeit der Winkelstützmauern". Zement und Beton 1907, S. 441. — Weiske, P.: „Beitrag zur Berechnung der Stützmauern". Zement und Beton 1908, S. 503. — Baumstark, F.: „Die Konstruktion von Eisenbetonstützmauern". Beton Eisen 1908, S. 338.

Verschiebung des Angriffspunktes:

$$G_{\mathrm{I}} = \underbrace{\frac{1}{5} a \cdot h \cdot \gamma_m}_{\text{Sohle}} + \underbrace{\frac{4}{5} a \cdot h \cdot \gamma_e}_{\text{Überschüttung einschl. Wandraum}},$$

$$G_{\mathrm{II}} = \frac{4}{25} a \cdot h (\gamma_m - \gamma_e) = \text{Mehrgewicht des Wandteils gegenüber dem Erdreich,}$$

$$\frac{x}{\frac{2}{5} a - x} = \frac{4(\gamma_m - \gamma_e)}{5(\gamma_m + 4\gamma_e)} = \frac{4(2{,}4 - 1{,}8)}{5(2{,}4 + 7{,}2)} = \frac{1}{20};$$

$$x = 0{,}0191\, a < \frac{a}{50}.$$

Die Verschiebung der Mittelkraft ist also unwesentlich.

Der Kritik des Entwerfenden muß überlassen bleiben, ob er die Anwendung umständlicher Formelwerte einem unabhängigen schnellen Vergleich mehrerer Versuchsrechnungen vorzieht. Hier wird das Annäherungsverfahren empfohlen, weil es den Einfluß einer Änderung der Annahmen leicht und sicher erkennen läßt und weil grundsätzlich auf das gestaltende Entwerfen im Gegensatz zur Anlehnung an feststehende Formelwerte hingewirkt werden soll.

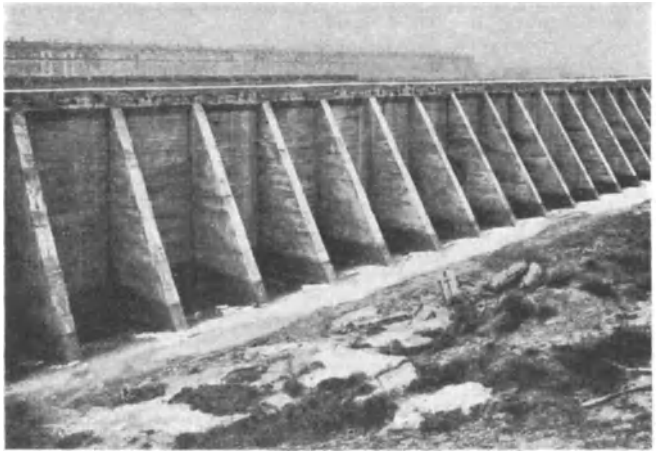


Abb. 179. Kaimauer als Winkelstützmauer mit Rippen.

Abstand der Rippen. Enge Rippenteilung ergibt geringe Wandabmessungen, aber zahlreiche Rippen; weite Rippenteilung das Umgekehrte.

Das statisch-technisch-wirtschaftliche Optimum liegt irgendwo in der Mitte.

Der Versuch, hier auf mathematischem Wege die Lösung zu finden, kann gemacht werden und ist gemacht worden.

In „Beton und Eisen“ 1908, S. 338—340 bestimmt Baumstark die erforderlichen Betonstärken d_1, d_2 und d_3 (Abb. 173a, S. 263) in den gefährlichen Querschnitten der einfachen ⊥-förmigen Winkelstützmauer und die entsprechenden drei Größen einschließlich der Rippenstärke d_4 für die Winkelstützmauer mit Rippen. Die Rippenentfernung x, für die der Materialbedarf ein Minimum wird, findet er zu

$$x = \frac{\frac{1}{4} \cdot h^{3/4}}{\psi^{1/2} \cdot \gamma_e^{1/4}},$$

worin h die Höhe der Stützmauer in m,

γ_e das Raumgewicht der Erde in kg/m³, und
ψ einen von $\sigma_{b\,\text{zul.}}$ und $\sigma_{e\,\text{zul.}}$ abhängigen Zahlwert, hier $= 0{,}0039$ gesetzt, bedeutet.

Mit $\gamma_e = 1600$ kg/m³ ergibt sich $x = 0{,}633 \cdot h^{3/4}$, mithin

für $h =$	2	3	4	5	6	7	8	9	10 m
$x =$	1,06	1,44	1,79	2,12	2,43	2,72	3,02	3,30	3,56 m

Für den Materialverbrauch berechnet Baumstark, daß bis $h \sim 3$ m beide Profile annähernd gleichwertig sind, für größere Höhen aber die Mauer mit Rippen sich weitaus günstiger stellt. Mit Rücksicht auf den geringeren Arbeitsaufwand bei der rippenlosen Mauer dürfte die Grenze der Zweckmäßigkeit für diese bei $h \sim 4$ m anzunehmen sein.

Abb. 179 zeigt eine als Winkelstützmauer mit Rippen ausgebildete Kaimauer vor der Hinterfüllung.

II. Brücken.

a) Systematische Einteilung der Bauformen.

Die Herstellung eines Brückenbauwerkes wird erforderlich, wenn zwei Verkehrswege einander unter der Bedingung kreuzen, daß der Verkehrsbetrieb der einen durch den der anderen nicht beeinträchtigt wird. Diese Forderung bedingt die verschiedene Höhenlage und die Trennung in:

Obere Verkehrswege, die „überführt", also vom Tragwerk der Brücke getragen werden und

Untere Verkehrswege, die „unterführt" werden.

Die Unterteilung der Verkehrsarten geschieht allgemein in Fußgänger-, Straßen-, Eisenbahn- und Wasserverkehr, die beliebig mit einander kombiniert sein können. Die Bezeichnungen „Straßen- und Eisenbahnbrücken" stammen noch aus der Zeit, als die „Straße" dem frei beweglichen Fuhrwerk zur Verfügung stand, während der Eisenbahn das an die Schienen gebundene Fahrzeug allein angehörte. Die Entwickelung der Verkehrsmittel hat die Grenzen etwas verwischt.

Zu erwähnen bleibt, daß der Begriff „unterer Verkehrsweg" etwas weiter gefaßt werden muß, da die Überschreitung von Geländehindernissen Brückenbauwerke im Zuge des oberen Verkehrsweges erforderlich machen kann, bei denen von einem unten liegenden Verkehrsbedürfnis kaum noch zu sprechen ist. So z. B. bei Überbrückung einer Schlucht, in der nur ein unbedeutender Wasserlauf „unterführt" werden muß.

Die Rücksicht auf den Umfang und den pädagogischen Grundgedanken des Buches ist die Veranlassung, daß die Darstellung des so umfangreichen und vielgestaltigen Gebietes des massiven Brückenbaues auf rein systematischer Grundlage erfolgt. Jede Entwurfsarbeit findet ein scharf umrissenes Programm vor. Ausführungsbeispiele sind in der Buch- und Zeitschriftenliteratur in ausreichender Menge veröffentlicht. Da dieses Anschauungsmaterial aber immer individualistisch gefärbt ist, liegt in zu starker Betonung dieser Lehrmethode eine nicht zu unterschätzende Gefahr für den Anfänger. Er wird entweder verwirrt den Kern der Sache aus der Fülle der Einzelheiten nicht herausschälen können oder leicht zu kritikloser Anlehnung verleitet.

Alle Brücken zeigen in ihrem konstruktiven Aufbau eine grundsätzliche Dreiteilung, die durch die Bezeichnungen „Verkehrsdecke", „Landanschluß" und „Tragwerk" gekennzeichnet werden möge (Abb. 180).

1. Verkehrsdecke.

Die „Verkehrsdecke“ gehört dem oberen Verkehrsweg an. Sie ist zunächst nach verkehrstechnisch-wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu gestalten und hat deren Anforderungen an Festigkeit, Elastizität und Widerstand gegen Abnutzung zu genügen.

Im unmittelbaren Zusammenhang damit stehen die Anordnungen, die für eine schnelle und geregelte Abführung des Tageswassers dienlich sind. Da diese Forderungen u. U. für die Gestaltung des Tragwerks maßgeblich werden können, so sind sie schon zu Beginn der Entwurfsarbeit sorgfältig zu beachten.

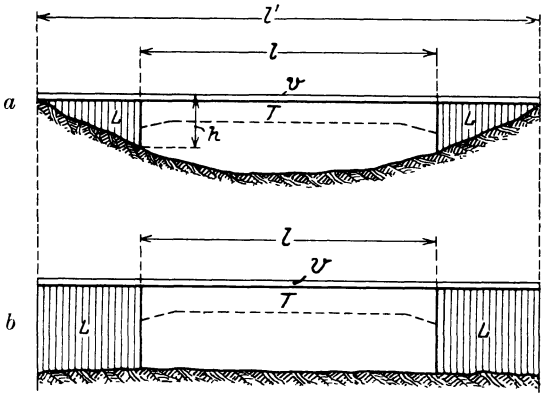


Abb. 180. Hauptteile einer Brücke.

Die Verkehrsdecke kann unverändert durchlaufen, häufig wird sie aber an der Grenze von Landanschluß und Tragwerk eine Umformung erfahren.

Im bautechnisch-wirtschaftlichen Sinne dient die Verkehrsdecke noch der Kraftverteilung. Hier steht der günstigen Wirkung starker Decken infolge Lastausgleich und Abtönung dynamischer Einflüsse der Nachteil eines Mehr an ständiger Last entgegen. Aufgabe des Entwerfenden ist die Ermittlung eines gesunden Kompromisses zwischen diesen beiden Wirkungen.

Verkehrsdecke der Eisenbahnbrücken.

Der Oberbau verlangt eine Bettungsunterlage, die gute Druckverteilung, Trockenhalten der Oberbauteile und Verhütung schädlicher Frostwirkungen zur Aufgabe hat (Abb. 181). Das Minimum für die Bettungsstärke bis Schwellenoberkante beträgt 40 cm.

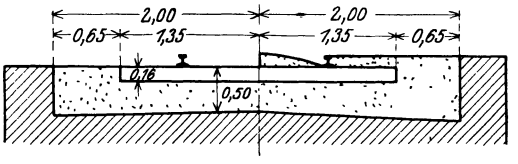


Abb. 181. Normale Gleisbettung.

Die Oberfläche der Brückenkonstruktion muß für eine gute Abführung des die Bettung durchdringenden Tageswassers eingerichtet sein. Der Abstand der den Bettungskoffer abschließenden Stirnmauern vom Schwellenkopf ist so zu bemessen, daß das Stopfen vor Kopf nicht behindert und das Auswechseln einzelner schadhafter Querschwellen ermöglicht wird. Die Stirnmauern sollen deshalb auch nicht über Schwellen- oder Schienenoberkante hinaufgeführt werden.

Verkehrsdecke der Straßenbrücken.

Die Regeln des Straßenbaues sind sinngemäß anzuwenden. Die Hauptanforderungen für den Sonderfall der Verkehrsdecke auf einer Brücke sind:

Möglichst geringes Gewicht, aber gleichzeitige Beachtung der Stoßmilderung.

Möglichst schnelle und vollständige Oberflächenentwässerung.

In Abb. 182 ist eine schematische Zusammenstellung der üblichen Befestigungsarten für Fahrbahn und Gehweg auf Brücken gegeben.

Zusammenstellung 109 (umstehend) enthält eine Übersicht über die Eignung der verschiedenen Befestigungsarten, die nach Ausführungsweise, Material und örtlichen Verhältnissen natürlich im einzelnen Veränderungen erfahren kann.

Die Entwässerung geschieht durch Längs- und Quergefälle, die sich gegenseitig beeinflussen. Bei starkem Längsgefälle kann das Quergefälle geringer gewählt werden und umgekehrt.

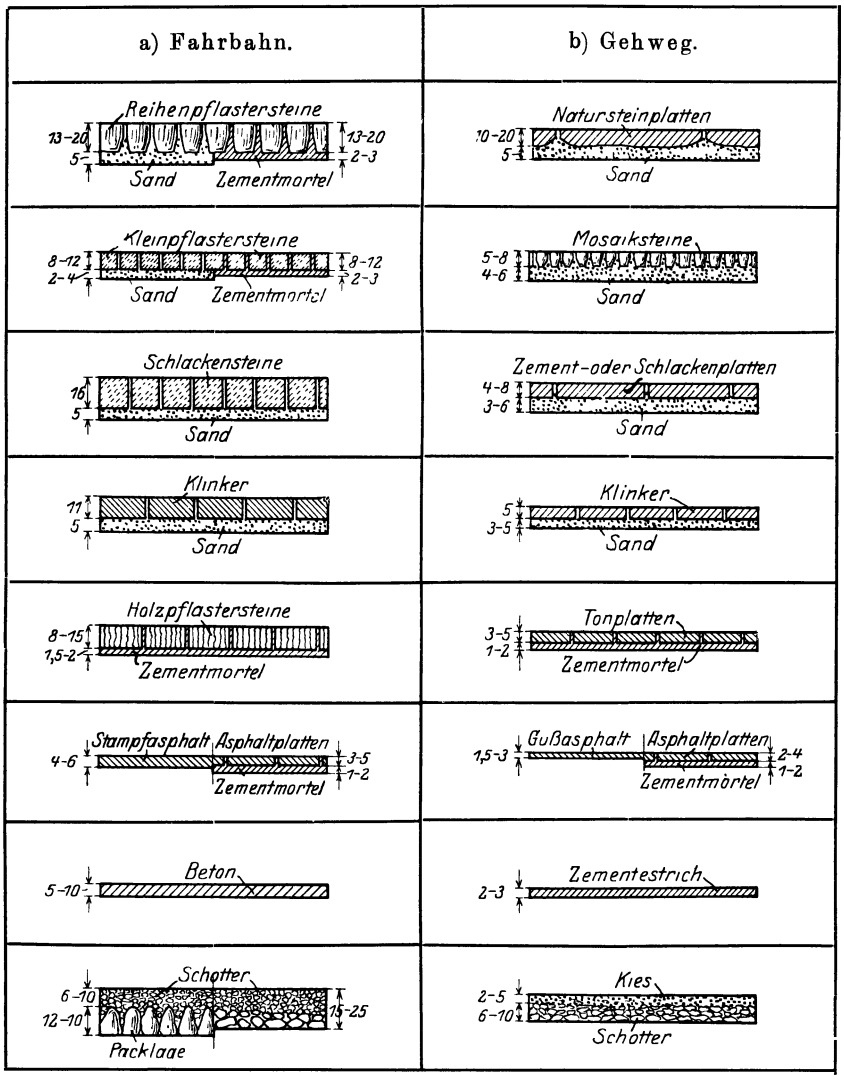


Abb. 182. Verkehrsdecken.

Untere Grenze des Längsgefälles in den Wasserrinnen 1 : 200.

Selbständige Gehwege und Fahrbahnen erhalten im Querschnitt eine parabel- oder sattelförmige Oberfläche (Abb. 183a, b).

Sind Gehweg und Fahrbahn in einem Straßenquerschnitt verbunden, so erhält der Gehweg ein pultdachförmiges Quergefälle nach Abb. 183c.

Das Quergefälle in $^0/_{00}$ kann etwa nach folgender Übersicht angenommen werden:

Längsgefälle ‰		0	0—35	> 35
	Quergefälle ‰			
Ebener Belag	Fahrbahn (Asphalt, Holz usw.) .	25	20	15
	Gehweg (Zementestrich usw.) . .	20	15	10
Rauher Belag	Fahrbahn (Pflaster, Schotter usw.)	50	35	25
	Gehweg (Kies, Mosaik usw) . .	40	30	25

Zusammenstellung 109. Eignung der verschiedenen Fahrbahnbefestigungsarten.

Widerstandsziffer	Asphalt	Zement	Holz	Reihenstein	Teerschotter	Kleinpflaster
Trittsicherheit	Schotter	Kleinpflaster	Reihenstein	Teerschotter	Holz	Asphalt
Ausbesserungsleichtigkeit.	Asphalt	Reihenstein	Kleinpflaster	Reihenstein	Schotter	Teerschotter
Staubfreiheit	Asphalt	Zement	Holz	Zement	Teerschotter	Kleinpflaster
Leichtigkeit der Reinigung	Asphalt	Reihenstein	Holz	Zement	Teerschotter	Kleinpflaster
Geräuschlosigkeit	Holz	Asphalt	Teerschotter	Zement	Schotter	Asphalt
Anlagekosten	Schotter	Teerschotter	Kleinpflaster	Schotter	Reihenstein	Zement
Unterhaltungskosten . .	Reihenstein	Kleinpflaster	Teerschotter		Asphalt	
						Schotter
						Zement
						Zement
						Schotter
						Schotter
						Reihenstein
						Holz
						Holz

Das günstigste Material steht immer an erster, das ungünstigste an letzter Stelle.

Die Bordschwellen sollen eine Auftrittshöhe von 10 – 15 cm haben, die bei Regeneinlässen auf 20 cm erhöht werden kann. Als Material kommt in der Regel nur Hartgestein in Frage, zu dem die besseren

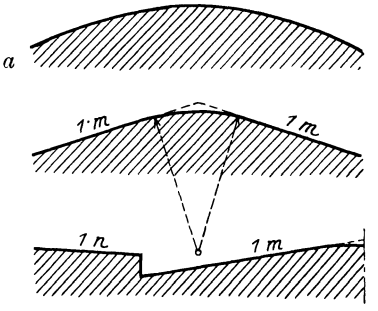


Abb. 183. Quergefälle.

Kunstzementsteine zu rechnen sind. Gewöhnliche Betonbordschwellen werden mit Winkeleisen bewehrt.

Über die beste Form des Einbaues von Straßenbahnschienen sind die Ansichten sehr geteilt. Die Entscheidung ist von Fall zu Fall zu treffen. Ein Beispiel gibt Abb. 184.

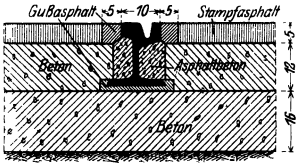


Abb. 184. Schiene in Stampfasphalt.

2. Landanschlüsse.

Die „Landanschlüsse“ zu beiden Seiten des Tragwerkes finden ihre konstruktive Begründung in der Tatsache, daß alle Verkehrswege in ihrem ungestörten Verlaufe auf dem Erdboden ruhen. Teils liegen diese in Geländehöhe, teils „eingeschnitten“ in einer Tiefenlage oder „aufgetragen“ über dem Gelände, wobei als vermittelnder Stoff wiederum der Erdboden als Dammschüttung Verwendung findet. Die Landanschlüsse schaffen den Übergang zwischen den Formen der Tragwerke, die durch die Eigenschaften der Baustoffe bedingt sind, zu den Formen

des Erdkörpers, die die Eigenart der Bodengestaltung und Erdmassen vorschreibt.

Die charakteristischen Merkmale des Erdbaues sind durch die Bezeichnungen Einschnitt und Damm gegeben. Beide Verkehrswege können sich in beiden Lagen — oder in ihrer Grenzlage im Geländeniveau — befinden (Abb. 185). Naturgemäß wird der Auftrag in erster Linie dem oberen Verkehrsweg eigentümlich sein..

In Abb. 180a und b, S. 268, sind die beiden grundlegenden Möglichkeiten veranschaulicht. Die Folgerungen für die Anordnungen, die beliebige Kombinationen der Lagerung von Verkehrswegen nötig machen, ergeben sich in jedem Einzelfall von selbst.

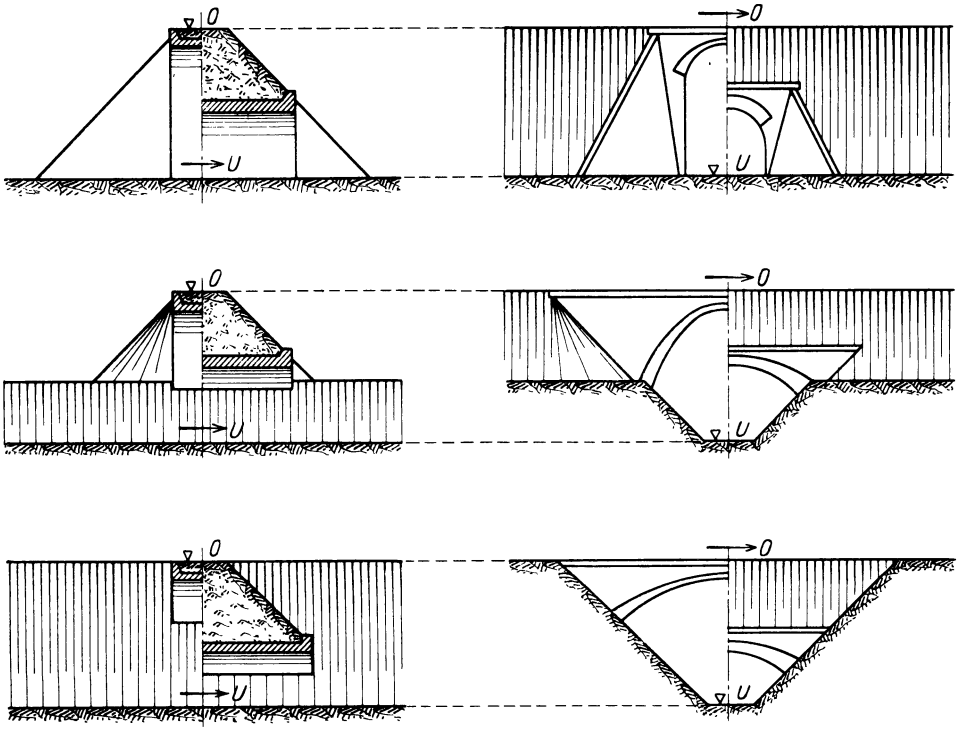


Abb. 185. Grenzfälle der Lösungsmöglichkeiten für typische Verkehrswegkreuzungen.

Im Falle der Abb. 180a (d. h. Lage des unteren Verkehrsweges im Tal oder Einschnitt) laufen die Schnittlinien der Erdkörper beiderseits zusammen. Das bedeutet ein Auslaufen der Höhe zum Nullwert, mit dem konstruktiv wenig anzufangen ist. Also ist ein praktisches Höhenmaß h abzuschneiden, das entweder vom Programm vorgeschrieben oder zu schätzen bzw. als ein Optimum zu ermitteln ist.

Die Folge ist eine Verminderung der Gesamtspannweite des Tragwerks l gegenüber der Länge des Überganges l'.

Die Möglichkeiten der baulichen Ausbildung der Landanschlüsse sind in den folgenden Abschnitten im einzelnen behandelt.

3. Tragwerke.

Die „Tragwerke“, auf denen der obere Verkehrsweg ruht, bieten eine fast unbegrenzte Variationsfähigkeit der Formgebung, deren systematische Gliederung zunächst von ganz allgemeinen Grundlagen aus versucht werden

soll. Der Zweck dieser Darstellungsform ist wiederum in dem Voranstellen wissenschaftlicher Pädagogik zu sehen. Die Wirklichkeit hat es mit dem Sonderfall zu tun, dessen Programm von vornherein die Zahl der Varianten stark einschränkt. In dem verbleibenden engeren Wettbewerbsbereich ist dann das Optimum zwischen den Forderungen — statisch richtig — technisch ausführbar — wirtschaftlich günstig — und ästhetisch befriedigend zu finden oder doch anzustreben.

Die Begriffe „groß“ und „klein“ sind in der Systematik als unklar ausgeschaltet, sie ist also vom Maßstab unabhängig.

Die Entwicklung der Tragwerksform ist im Massivbau entsprechend der Eigenart der verfügbaren Baustoffe vom Bogen oder Gewölbe ausgegangen.

Das Charakteristische des gekrümmten Tragwerkes ist die folgende Tatsache: Senkrechte Lasten erzeugen neben den senkrechten auch wagerechte Lagerkraftkomponenten. Die Schräglage der Resultierenden, der Kämpferdrücke, hat zur Folge, daß im Tragwerk die Wirkung der Momente und Querkräfte relativ gegen die der Längskräfte zurücktritt (Abb. 186). Dadurch war es möglich, die für das Steinmaterial so gefährlichen Biegungszugspannungen auszuschalten oder auf ein zulässiges Minimum herabzudrücken.

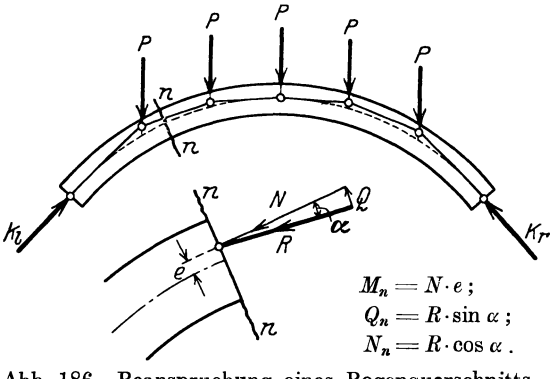


Abb. 186. Beanspruchung eines Bogenquerschnitts.

Bevor durch die Einbettung von Eisen in das plastische Baumaterial Beton diese Schwäche des massiven Baustoffes beseitigt wurde, war die Wahl der Bogenform für Tragwerke nennenswerter Spannweite daher eine conditio sine qua non.

Für die Gegenwart bedeutet die Ausführung des gekrümmten Tragwerks nicht mehr eine zwingende Notwendigkeit, sondern nur eine Bereicherung des zur Auswahl vorhandenen Formenschatzes. Die Beherrschung des modernen, künstlichen Konglomeratgesteins, des Eisenbetons, in Theorie und Praxis hat das geradlinig begrenzte steinerne Tragwerk geschaffen. Im „raumabschließenden“ Sinne hat es die Form der Platte, die der Verkehrsdecke zum Lager dient oder die Molekularangriffe des Erddruckes sammelt. Im „tragenden“ Sinne steht es statisch gleichberechtigt da neben den altbekannten Holz- und Eisenbalkenformen. Der weitgespannte steinerne Balken stellt einen Konstruktionsgedanken dar, der dem Laien noch begrifflich fern liegt. Er ist durch die künstlich mit Putz „versteinerten“ großen wagerechten Raumbegrenzungen, die in Wirklichkeit nur „aufgehängt“ sind, über die Eigenschaft ihres „Freitragens“ schon zu lange getäuscht worden. Auch der Baukünstler lebt sich erst langsam in das neue Bauproblem ein. Die Ästhetik des Betonbaues muß noch geschaffen werden.

Statisch unterscheidet sich das geradlinig begrenzte Tragwerk, so lange es im wesentlichen wagerecht liegt, vom gekrümmten Bogentragwerk grundsätzlich dadurch, daß senkrechte Kräfte (also die Mehrzahl der wichtigen Lasten) nur senkrechte Lagerkräfte erzeugen. Damit treten die Wirkungen der Momente und sekundär die der Querkräfte in den Vordergrund. Die Längskräfte verschwinden oder sind von nebensächlicher Bedeutung (Abb. 187).

Selbstverständlich sind solche systematischen Betrachtungen cum grano

salis zu lesen. Im einfachen Satze kann nicht jeder Sonderfall (also hier etwa Treppen- oder Rampenbauten) mit umschlossen sein.

Wenn in der Literatur als Grundlage der Inhaltsdisposition die Teilung in „Bogen- und Balkenbrücken“ üblich ist, so erklärt sich diese Bezeichnungsart aus dem Gesagten. Und doch ist sie nicht typisch. Die Plastizität des massiven Baustoffes führt zu dem Gedanken, Teile des Landanschlusses oder die Zwischenglieder, d. h. Pfeiler und Stützen der Einzelöffnungen, in die die Gesamtspannweite zweckmäßig aufgeteilt werden kann, monolithisch mit dem wagerechten Tragwerk zu verbinden. Damit entsteht die als „Rahmen“ bezeichnete Bauform, die einen Übergang vom gekrümmten zum geradlinig begrenzten Tragwerk bedeutet (Abb. 188).

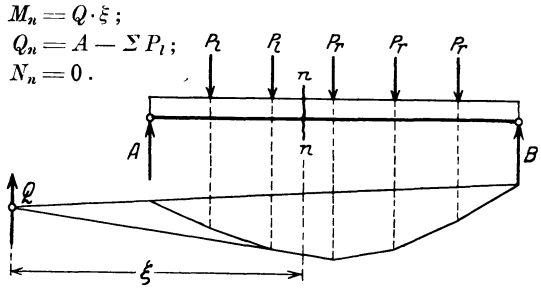


Abb. 187. Beanspruchung eines Balkenquerschnitts.

Mit den durch diese Betrachtungen gewonnenen Grundlagen soll nun im einzelnen die Reihenfolge der Ausführungsmöglichkeiten „massiver Brücken“ systematisch unabhängig vom Größenmaßstab aufgebaut werden. Ein seitliches Überkragen der Verkehrsdecke wird im allgemeinen wirtschaftlich günstig sein. In der Skizzenfolge der Abb. 189 u. 190 ist eine solche Auskragung daher immer schematisch angedeutet.

A. Tragwerke mit einer Öffnung.

I. Gewölbte oder Bogenbrücken. Die schematischen Skizzen der Abb. 189 u. 190, S. 274/275, veranschaulichen die Ausführungsmöglichkeiten.

a) Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes (Abb. 189, S. 274). Die Erdlagerung der Verkehrsdecke (*a*) wird in der Form der Aufschüttung über das Tragwerk hinübergeführt. An den Bauwerksstirnen wird die Ruhelage des Überschüttungsbodens durch begrenzende Stützmauern gewährleistet. (Beispiel Abb. 192, S. 276.)

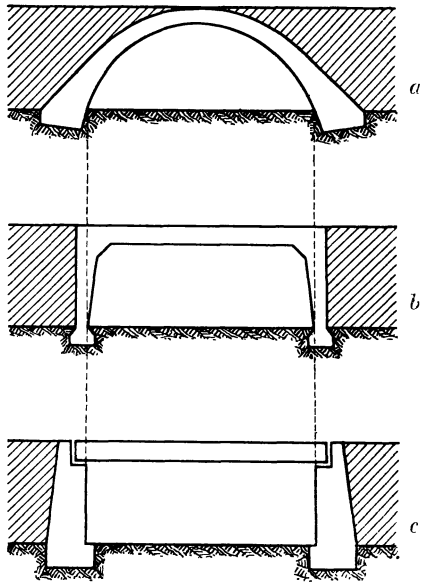


Abb. 188. Bogen, Rahmen, Balken.

Zur Ersparnis an ständiger Last wird die Überschüttung durch Hohlräume quer zur Brückenachse (*b*) ersetzt. Das Tragwerk der Verkehrsdecke im Bogenzwickel kann im gekrümmten (Gewölbe) oder geradlinigen (Balken) System ausgebildet werden. Die Gewichtsverringerung ist im äußeren Brückenbilde sichtbar. (Beispiel Abb. 193, S. 276.)

Der Konstruktionsgedanke (*c*) unterscheidet sich von der Lösung (*b*) nur durch die Anordnung der Hohlraumachsen längs der Brückenbahn. Die Ansicht des Bauwerks erweckt infolge des vollen Abschlusses nach außen den Eindruck großer Auflast im Sinne von Lösung (*a*). (Beispiel Abb. 194, S. 276 und 191, S. 275).

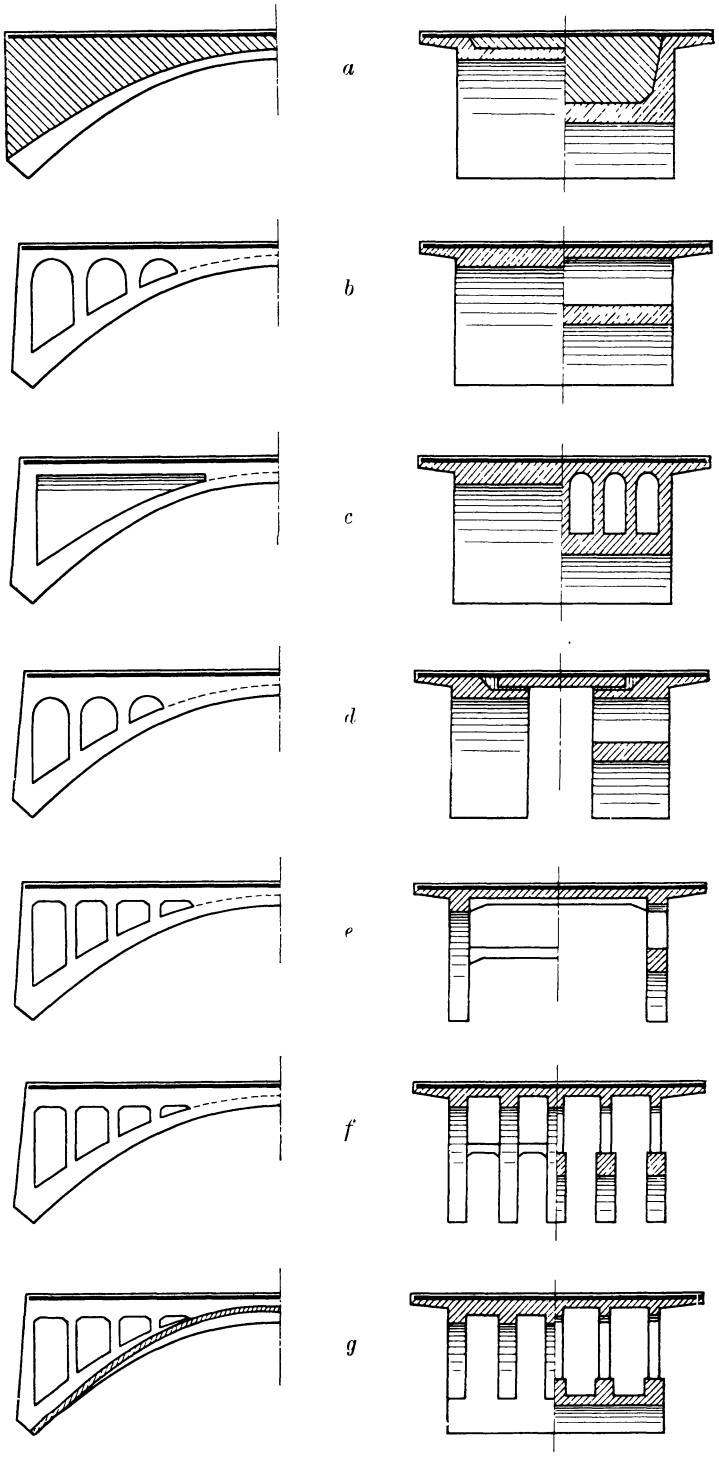


Abb. 189. Ausführungsmöglichkeiten von Bogenbrücken mit Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerks.

Das Tragwerk (*d*), das in den Lösungen (*a*) bis (*c*) ein flächiges Gewölbe ist, wird in zwei Parallelgewölbe zerlegt, der Zwischenraum wird durch eine wagerechte Platte überdeckt. Die Ausführung kommt nur für große Bauwerke in Frage, bei denen die Wiederverwendung des halben Lehrgerüstes einschneidende wirtschaftliche Vorteile bietet. Das bekannteste Beispiel ist die Pétrussetalbrücke in Luxemburg[1]).

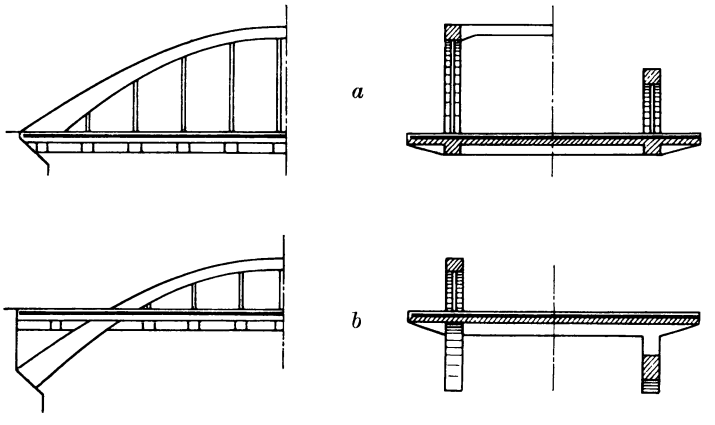


Abb. 190. Ausführungsmöglichkeiten von Bogenbrücken mit Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerks.

Die Konzentrierung des Tragwerkquerschnittes (*e*) ist bis zur äußersten Grenze getrieben. An Stelle des flächigen Gewölbes ist die Mindestzahl, d. h. es sind nur zwei sog. Bogenbalken angeordnet. Die relativ hohen Einzellasten, die in den Fahrbahnstützen übertragen werden, und der geringe Flächeninhalt der Bogenquerschnitte sind die Ursache, daß hohe Schubspannungen unvermeidlich sein werden. (Beispiel Abb. 196, S. 277.)

An die Stelle der Mindestzahl 2 ist eine angemessen zu steigernde Anzahl von Einzelquerschnitten getreten (*f*). Infolgedessen wird das System bis zu größten Spannweiten für jede Bogenform brauchbar. Die Ausführung muß in Eisenbeton erfolgen. (Beispiel Abb. 197, S. 278.)

Der wirtschaftliche Vorteil des Plattenbalkenquerschnittes kann Veranlassung sein, ein geschlossenes Gewölbe als Tragwerk in Eisenbeton auszuführen (*g*). Die Anordnung der Druckplatte wird praktisch der Linie der größten Momente angepaßt werden. (Beispiel Abb. 198, S. 278).

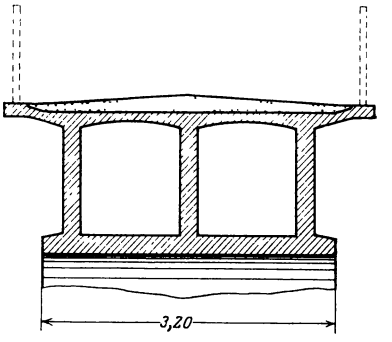


Abb. 191. Gewölbe mit Längsauflösung[2]).

b) Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes. Diese Anordnung (Abb. 190) wird nur dann ihre Bauwürdigkeit erweisen können, wenn der Betrieb auf dem unteren Verkehrswege eine geradlinig verlaufende Unterkante des Bauwerks erfordert und die Spannweite für eine reine Balkenkonstruktion zu groß wird.

[1]) Veröffentlicht u. a. Dt. Bauzg. 1902, S. 521, 533, 537: Schweiz. Bauzg. 1902, I, S. 281. Beispiel Abb. 195, S. 277, Garonnebrücke bei Toulouse.

[2]) Ansicht des Bauwerkes siehe Abb. 194, S. 276.

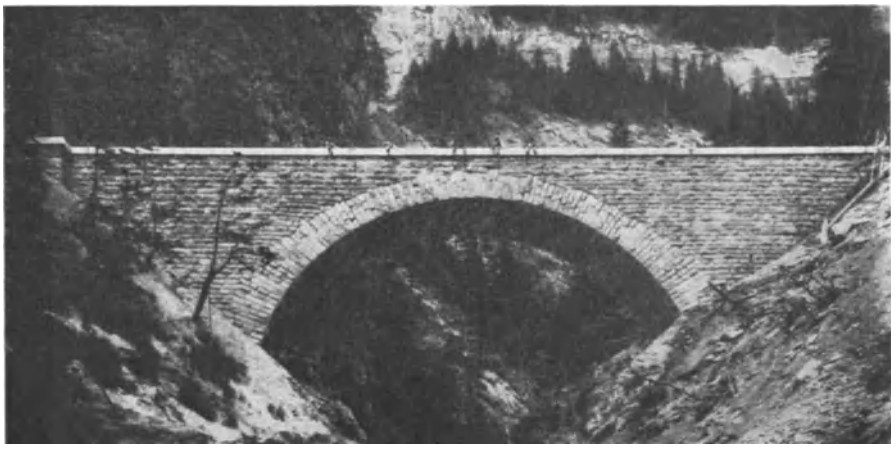


Abb. 192. Gewölbe mit voller Überschüttung.

Abb. 193. Gewölbe mit Querauflösung.

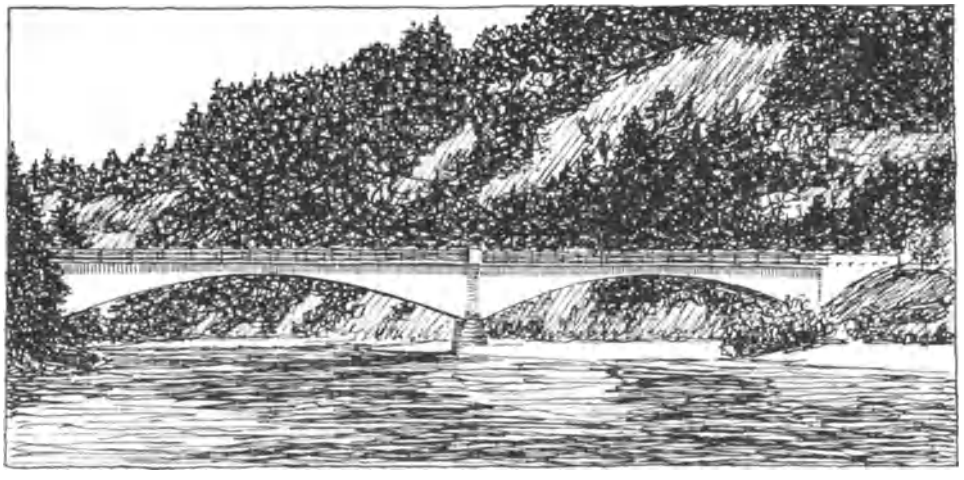


Abb. 194. Gewölbe mit Längsauflösung. (Querschnitt siehe Abb. 191, S. 275.)

Abb. 195. Zwei getrennte Gewölbe.

Die Bauform setzt die Möglichkeit der Beschränkung auf zwei Hauptträger im Tragwerk voraus, da sonst der Betrieb auf dem oberen Verkehrswege beeinträchtigt wird. Mit wachsender Breite b wird die Tragkonstruktion der Verkehrsdecke sehr schwer. Die Ausführung ist nur in Eisenbeton denkbar. Da diese Bauart unbedingt als eine steinerne Konstruktion zu bewerten ist, erscheint das System, trotz technischer Ausführbarkeit, als ein innerlich unharmonisches Gebilde. Ob wirtschaftliche Vorteile diesem Bedenken gegenüber den Ausschlag für die Wahl geben sollen, muß dem Empfinden des Bauherrn überlassen bleiben. Obere Queraussteifung ist bei größeren Höhen erforderlich. Die Rücksicht auf ungehinderten Betrieb auf dem oberen Verkehrswege beschränkt die Zulässigkeit des Querverbandes auf den mittleren Brückenteil. (Beispiel Abb. 199, S. 278.)

Die Lösung (b) stellt einen Kompromiß dar zwischen den Bauformen (189e) und (190a). (Beispiel Abb. 200, S. 279.)

Abb. 196. Zwei Einzelbögen.

II. Balkenbrücken. Der überwiegende Einfluß der Momente und die Wichtigkeit der Wirkung der Querkräfte führen dazu, die systematische Einteilung auf statischer Grundlage aufzubauen.

a) Einfacher Balken auf zwei Stützen. Die technische

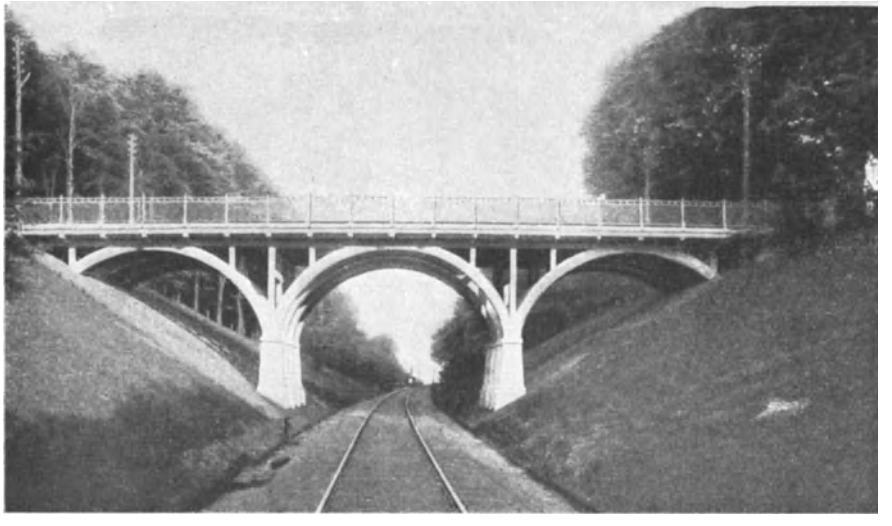


Abb. 197. Mehrere Einzelbögen.

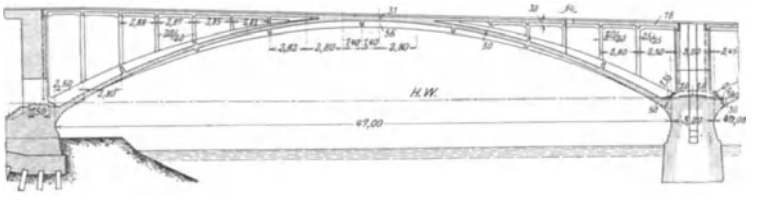


Abb. 198. Plattenbalkengewölbe.

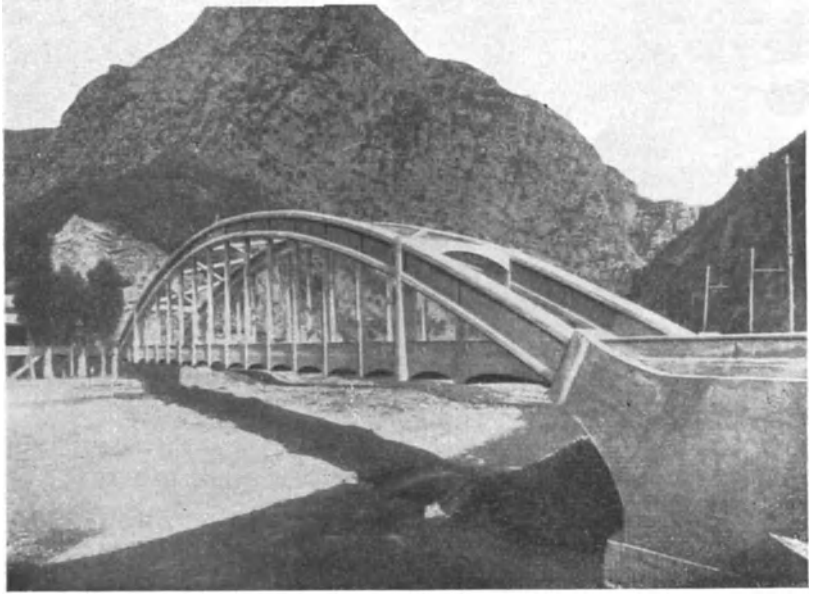


Abb. 199. Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn.

Voraussetzung für die Anwendung dieses Systems als Tragwerk des oberen Verkehrsweges ist die Anordnung von selbständigen Widerlagern, die das Freihalten der lichten Höhe h für den unteren Verkehrsweg gewährleisten. Abb. 201 veranschaulicht diesen Gedanken und zeigt das statische System.

Abb. 200. Bogenbrücke mit teilweise angehängter Fahrbahn.

1. Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes. Die Ausführungsmöglichkeiten sind in der Skizzenreihe der Abb. 202 dargestellt. Mit Ausnahme kleinster Abmessungen, bei denen Natursteinplatten oder unbewehrte Betonplatten ausreichen (Plattendurchlässe nach Abb. 98, S. 166), erfolgt die Ausführung stets in Eisenbeton.

Lösung a) Volle Tragplatte mit rechteckigem Längsschnitt.

Lösung b) Die Platte erhält in Anpassung an die Linie der größten Momente in der Mitte eine größere Höhe. Abb. 203 zeigt ein ausgeführtes Beispiel.

Lösung c) An die Stelle der vollen Platte tritt die Rippenplatte. Der Längsschnitt hat Rechteckform. Die Anzahl der Rippen kann bei Annahme gleicher Teilung schwanken zwischen dem

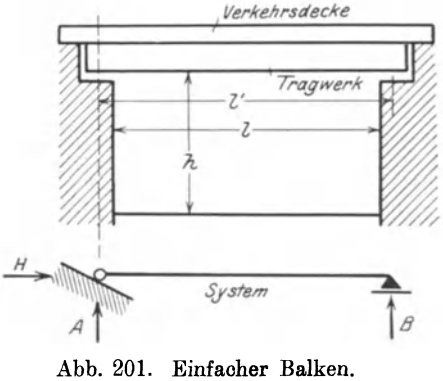


Abb. 201. Einfacher Balken.

Größtwert, bestimmt durch ein praktisch anzunehmendes Maß $t_{\min}$ und dem

Kleinstwert, d. h. zwei Rippen.

Näheres über die Rippenteilung siehe S. 346/347.

Lösung d) Die Rippenhöhe kann nach der Mitte zu gesteigert werden, so daß theoretisch der Bewehrungsquerschnitt konstant bleibt, bzw. daß an Eisen gespart wird. Ein Beispiel ist die sog. Möller-Brücke. (Abb. 204, S. 280.)

Lösung e/f) Die vollen Betonbalkenquerschnitte können durch fachwerkartige Trägerformen ersetzt werden.

Das Dreiecksfachwerk (e) ist so zu gestalten, daß die Schrägen überwiegend Druckspannung erhalten. Ausführung möglichst werkstattsmäßig. Beispiele sind Visintini-Träger. (Abb. 205.)

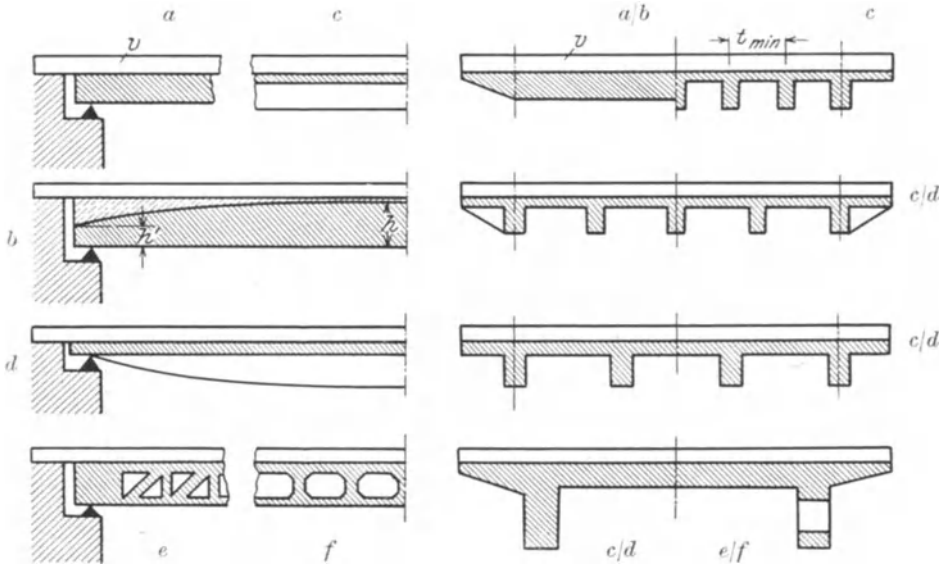


Abb. 202. Ausbildung der Balken.

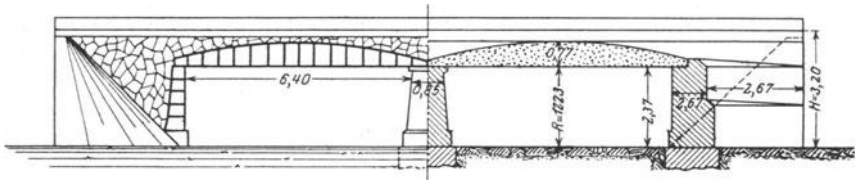


Abb. 203. Volle Fahrbahnplatte.

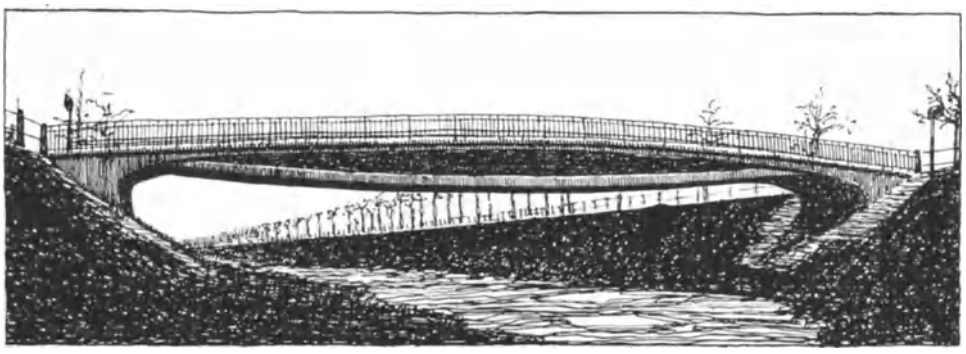


Abb. 204. Möller-Träger.

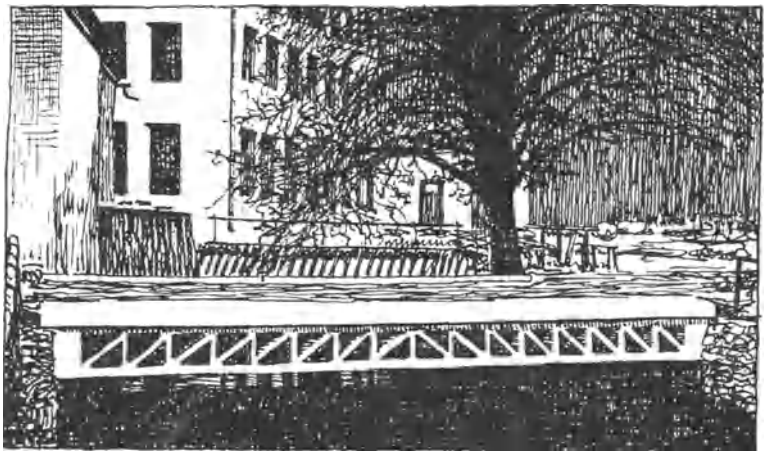


Abb. 205. Visintini-Träger unter der Fahrbahn.

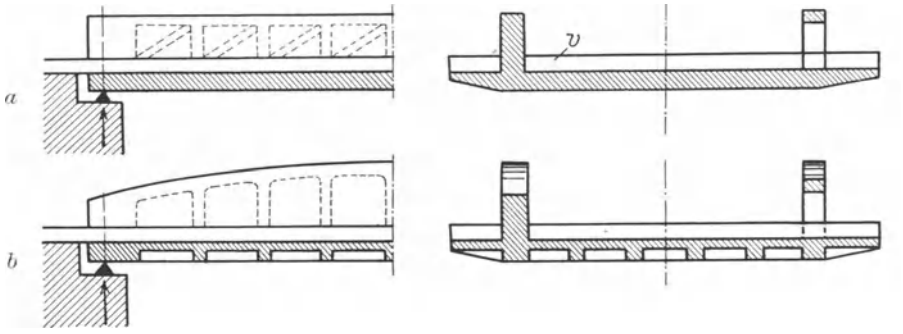


Abb. 206. Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerks.

Abb. 207. Visintini-Träger über der Fahrbahn.

Das Vierendeel-Fachwerk (f) ist für die Eigenart der Eisenbetonbauweise besser geeignet, da die statischen Voraussetzungen, die die Ermittelung der Längskräfte und Eckmomente bedingen, der Wirklichkeit viel näher kommen, als dies beim Dreiecksfachwerk der Fall ist. Bei größeren Abmessungen des Tragwerkes ist die Ausführung auf der Baustelle wegen der einfacheren Schalungsformen und besserer Betonierungsmöglichkeit gut und sachgemäß möglich.

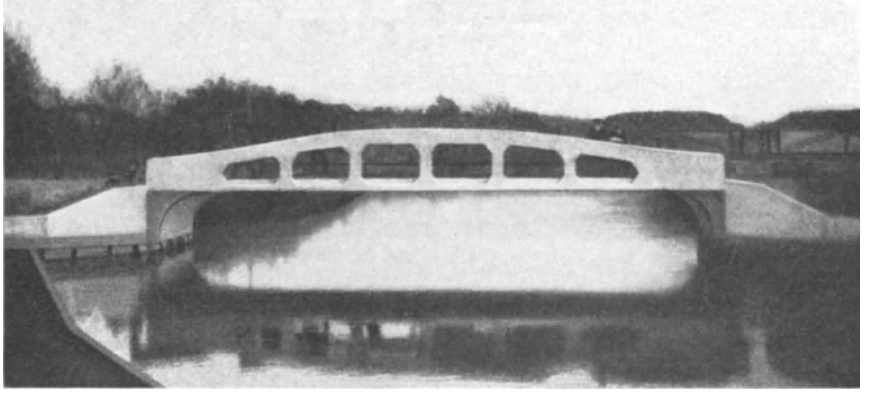


Abb. 208. Vierendeel-Träger.

Grundsätzlich unterscheiden sich die Lösungen e/f von c/d dadurch, daß die monolithische Zusammenwirkung von Platte und Balkengurtung nur in Ausnahmefällen rechnerisch ausgewertet werden kann. Hinsichtlich der Anzahl der Balken ist eine Beschränkung auf „zwei" nicht erforderlich. Die Vermehrung der Zahl findet ihre Begrenzung in wirtschaftlichen Erwägungen, da der Fachwerkbalken naturgemäß teuer ist.

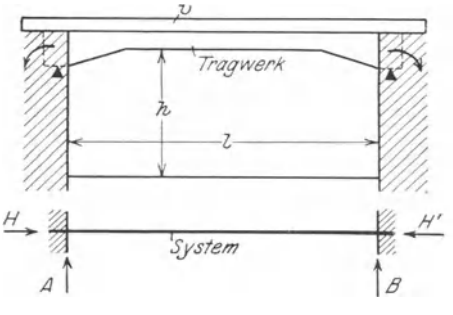


Abb. 209. Eingespannter Balken.

2. Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes. Da die Balken in die Fahrbahn des oberen Verkehrsweges hineinragen, ist die Zahl dieser „Hauptträger" auf das Minimum „zwei" zu beschränken. Die Variationsmöglichkeiten sind in Abb. 206a und b vereinfacht dargestellt. Im Längsschnitt kann die Trägerform oben geradlinig oder gekrümmt begrenzt und die Ausbildung vollwandig oder fachwerkartig sein. (Beispiele Abb. 207 und 208.)

Lösung a, als grundsätzlich einfachste, dürfte wegen der großen ständigen Last wohl nur ausnahmsweise wirtschaftlich günstig ausfallen. Lösung b zeigt eine dem Eisenbau entsprechende Auflösung des Traggerippes in Quer- und Längsträger.

b) Eingespannter Balken. Die Systematik der Darstellung erfordert die Annahme, daß der Balken als Tragwerk des oberen Verkehrsweges oben an den Widerlagern eingespannt werden kann, so daß der lichte Raum über dem unteren Verkehrsweg freigehalten wird. In Abb. 209 ist diese Annahme schematisch veranschaulicht.

Der wirtschaftliche Vorteil liegt in der erheblichen Herabminderung der absoluten Momentengrößen.

Diesem Vorteil steht die Schwierigkeit der technischen Ausführung der Einspannung entgegen. Im Hochbau ist nach Abb. 210 bei angemessenem Verhältnis D/d und genügender Auflast q die Aufnahme des Einspannungsmomentes erreichbar.

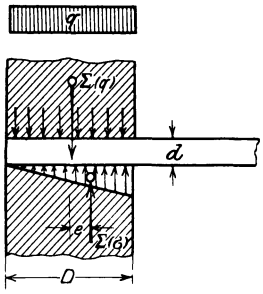


Abb. 210. Aufnahme des Einspannungsmomentes.

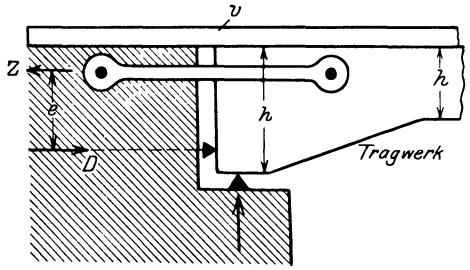


Abb. 211. Künstliche Einspannung.

Die durchlaufende Verkehrsdecke würde im Brückenbau eine statische Lösung der Aufgabe bedingen, wie sie in Abb. 211 schematisch angedeutet ist. Der Hebelarm e des Kräftepaares D/Z ist als Funktion der Balkenhöhe h so gering, daß auch bei Steigerung der Höhe am Auflager eine technisch einwandfreie Lösung nur mit künstlichen Mitteln zu erzielen wäre. Dahin gehörte z. B. die Ausführung eines Gegengewichtskragarmes nach Maßgabe der schematischen Skizze Abb. 212.

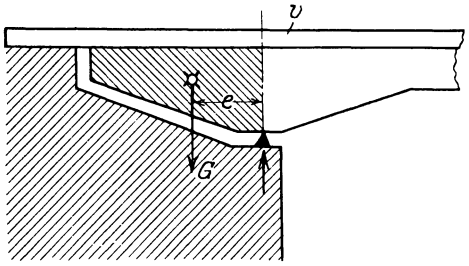


Abb. 212. Balken mit Gegengewichtskragarm.

Eine Ausführung dieser Art ist in Abb. 213 dargestellt.

Die Konstruktion ist dadurch ermöglicht, daß die Balken am Rande des unteren Verkehrsweges eine große Höhe erhalten, die fast die ganze Widerlagerhöhe erreicht. Das Widerlager selbst schrumpft über Geländehöhe zu der Fußgelenkkonstruktion zusammen. Der lichte Raum über dem unteren Ver-

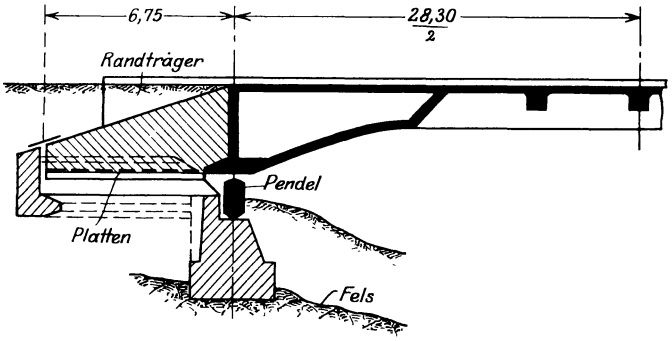


Abb. 213. Balken mit Kragarm.

kehrswege wird durch die Krümmung der Balkenunterkante geschaffen. Da die seitlich begrenzenden Widerlager bei Brücken mit einer Öffnung, von denen hier allein die Rede ist, aber ebenfalls aus massivem Baustoff hergestellt werden, so ergibt sich zwanglos der in Abb. 214 gekennzeichnete

Übergang von der Trennung (Abb. 214a) zur Vereinigung (Abb. 214b) von Tragwerk und Widerlager. Damit entsteht die als „Rahmen“ bezeichnete Tragwerksform.

c) Rahmen. Der monolithische Zusammenschluß von Tragwerk- und Widerlagerkonstruktion zum Rahmenbauwerk wird durch die in Abb. 215 gegebene Systemskizze versinnbildlicht. Im statischen Sinne ist es üblich, die nach ihren konstruktiven Aufgaben so verschiedenen Teile mit „Riegel“ und „Pfosten“ zu bezeichnen.

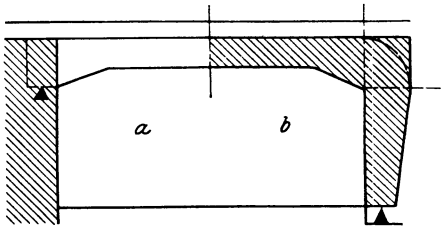


Abb. 214. Entstehung des Rahmentragwerks.

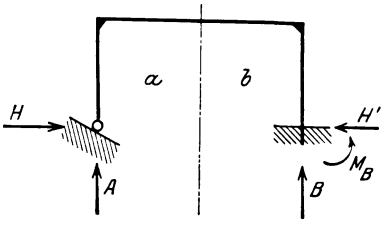


Abb. 215. Rahmentragwerk.

Der Riegel ist mit den Pfosten „biegungsfest“ verbunden (steife Ecken), während die Lagerung des ganzen Bauwerks am Fußpunkt der Pfosten entweder nach Abb. 215a gelenkig, oder nach Abb. 215b eingespannt sein kann. Beide Bauformen gehören ins Gebiet der statisch unbestimmten Systeme. Sie heißen:

1. Zweigelenk-Rahmen, einfach statisch unbestimmt,
2. Eingespannter Rahmen, dreifach statisch unbestimmt.

Um die Darstellung zu vereinfachen, soll von den unwesentlichen Nebeneinflüssen der äußeren Belastungsarten abgesehen werden. Die bei Brückenbauten erforderlichen Abmessungen berechtigen ferner dazu, bei der Berechnung der X-Werte die Arbeit der Längs- und Querkräfte zu vernachlässigen, da sie im Verhältnis zur Bedeutung der Arbeit der Momente gering ist.

Als ausschlaggebende äußere Lasten kommen in Frage:

für den „Riegel“ die lotrechten ständigen und Verkehrslasten,
für die „Pfosten“ der aktive Erddruck.

1. Zweigelenkrahmen. Wenn es technisch gelingt, das Pfostenfußgelenk so auszubilden, daß in Wirklichkeit die theoretisch angenommene Gelenkwirkung bei der Verformung des Bauwerkes annähernd zuverlässig auftritt, so kann das einfach statisch unbestimmte System des Zweigelenkrahmens der Berechnung unbedenklich zugrunde gelegt werden. Dabei ist zu beachten, daß der Einfluß der Riegelbelastung sich mit Sicherheit in voller Höhe bemerkbar machen wird, während der Angriff des Erddruckes auf die Pfosten bei der Unsicherheit seiner theoretischen Grundlagen vorsichtig abzuwägen ist. Sein Einfluß auf die Gestalt der Momentenflächen ist daher so einzusetzen, daß er die ungünstigsten absoluten Momentengrößen an jeder Stelle hervorruft. Dies kann im Einzelfalle einmal der Größtwert — ein andermal der Kleinstwert des Erddruckes verursachen. Ferner muß in der allgemeinen Einschätzung der tatsächlichen Verhältnisse die Verschiedenheit der Trägheitsmomente mitbeurteilt werden, da sie für die Größe der Formänderungen und damit für die Berechnung der X-Werte von wesentlicher Bedeutung ist.

Der entwerfende Ingenieur sieht sich demnach, wie dies im Gebiet des Massivbaues fast immer der Fall ist, vor die Aufgabe gestellt, schon bei der Entscheidung über die Wahl der Voraussetzungen für die statische Unter-

suchung einen harmonischen Kompromiß zwischen Theorie und Praxis zu schließen. Dazu ist erforderlich, daß die konstruktive Gestaltung am besten in Form eines skizzenhaften Vorentwurfes geklärt ist, ehe mit den schärferen Rechenmethoden gearbeitet wird. In der Praxis wird diese Forderung, die ungleich höhere geistige und schöpferische Leistung bedingt, leider häufig außer acht gelassen.

Für die technische Ausführung kommen im wesentlichen nur Plattenbalkenquerschnitte in Betracht. Die Verkehrsdecke liegt fast immer über dem Tragwerk. Die raumabschließende Platte, die oben die Verkehrsdecke trägt und seitlich den Erddruck aufnimmt, kann kastenartig als Außenhaut des Tragwerkes angeordnet werden. Der Vorteil dieser Bauart liegt in dem glatten äußeren Abschluß des Bauwerks, der z. B. die Wasserabdichtung begünstigt und eine dauernde Kontrolle der tragenden Balken ermöglicht. Der Nachteil ist darin zu sehen, daß an allen Stellen, an denen negative Momente auftreten, die statisch günstige Ausnutzung der Platte als Druckzone des Querschnittes in Fortfall kommt. Die Lösung nach Abb. 216 kehrt das Verhältnis der geschilderten Vor- und Nachteile um.

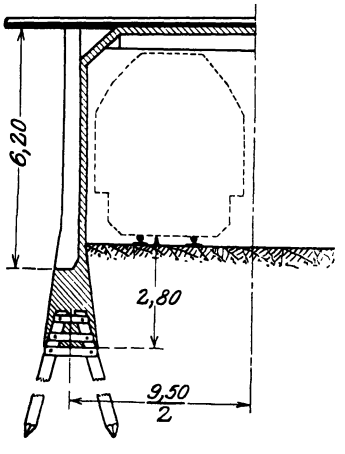


Abb. 216. Eingespannte Rahmenbrücke.

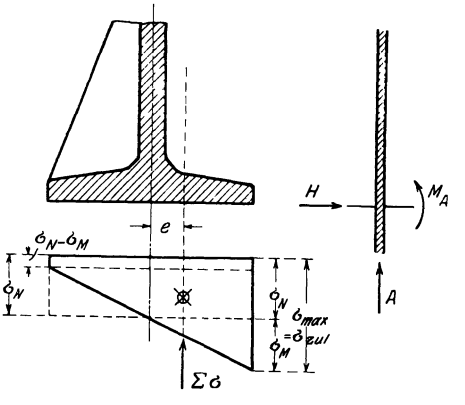


Abb. 217. Einspannung des Widerlagers.

2. *Eingespannter Rahmen.* Eine Einspannung am Pfostenfußpunkt im Sinne der systematischen Skizze Abb. 215b S. 284 wird im allgemeinen technisch nicht einfach ausführbar sein. Sie bedingt eine sehr tief reichende Gründung. Ein ausgeführtes Beispiel ist in Abb. 216 schematisch dargestellt.

In der überwiegenden Mehrzahl der praktischen Bauaufgaben wird die Einspannung durch Flächenlagerung zur Ausführung kommen. Das Kriterium der als zuverlässig einzusetzenden Einspannung ist das Maximum der Bodenpressung am Fundamentrande. Sie muß innerhalb der zulässigen Grenze bleiben. In Abb. 217 ist der nach der Navierschen Gleichung errechnete Normalfall dargestellt. Das Einspannungsmoment M_A, das von dem Fundament höchstens übertragen werden kann, ist demnach $M_A = \Sigma\sigma \cdot e$, unter der Voraussetzung, daß $\sigma_{zul} \geqq \sigma_{max}$ ist.

Die theoretisch richtige Ermittelung des Punktes i (Abb. 218) setzt die Durchführung der statisch dreifach unbestimmten Rechnung für das System des eingespannten Rahmens voraus. Die Pfosten- oder Widerlagerquerschnitte werden aber solche Abmessungen erhalten, daß die Grundlagen der Rechnung, die Formänderungen, in Wirklichkeit nicht mehr mit den Annahmen übereinstimmen. Daher wird die statische Untersuchung auf eine Annäherungsmethode an-

gewiesen sein, die sich für das Widerlager auf eine Kräftezusammensetzung am starr gedachten Körper beschränkt. (Abb. 218.) Der Vorgang entspricht in seinem Gedankengange den Überlegungen, die zur Anwendung der sog. „Stützlinientheorie“ an Stelle der „Elastizitätstheorie“ beim Gewölbe (s. S. 308) führen.

Das äußerlich als „Rahmen“ gekennzeichnete Bauwerk wird durch diese praktisch notwendigen Rechnungsgrundlagen zum eingespannten Balken (siehe unter IIb auf S. 282), dessen Einspannung im Schnitt $\alpha - \alpha$ (Abb. 218) am oberen Pfostenende erfolgt.

Der Einspannungsgrad kann voll sein, wenn Größe und Lage der Fundamentsohle eine Bodenpressung $< \sigma_{zul}$ gestatten. Eine Frage wirtschaftlicher Art ist zu prüfen, ob durch Herabsetzen des Einspannungsgrades im Schnitt $\alpha - \alpha$ die Mehrkosten für den stärker zu dimensionierenden Riegel die Ersparnisse für die dann schmaler zu gestaltende Fundamentsohle überwiegen.

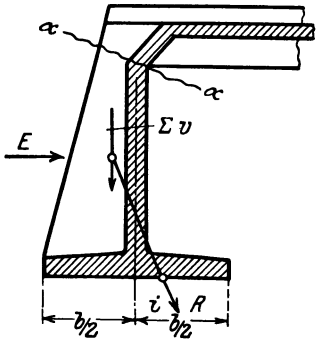


Abb. 218. Widerlager einer Rahmenbrücke.

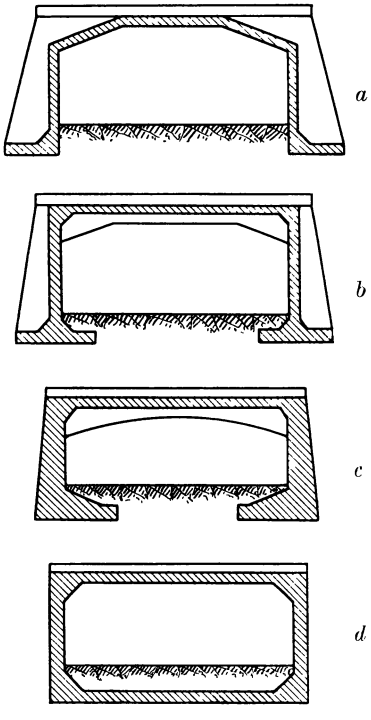


Abb. 219. Rahmenformen.

Von einschneidender Bedeutung ist die verfügbare Bauhöhe, d. i. der Abstand von Oberkante des oberen Verkehrsweges bis zur Begrenzung des Lichtraumes über dem unteren Verkehrswege.

In dem Abwägen dieser Konstruktionsmöglichkeiten gegeneinander gewinnt der Entwerfende in gewissen Grenzen eine Bewegungsfreiheit. Auch hier ist wiederum zu erkennen, daß nicht das starre Festhalten an einem „System“ und umfangreiche theoretische Rechenarbeit, sondern ein umsichtiges Heranfühlen an das Optimum, am besten von zwei etwas extremen Grenzwerten aus, die gegebene Lösungsmethode sein muß.

Die technischen Ausführungsmöglichkeiten können systematisch nach der Skizzenreihe der Abb. 219 aufgeteilt werden.

Lösung a). Die Fundamentsohle liegt ganz außerhalb des unteren Lichtraumes. Sie nutzt die Erdlast oberhalb der Fundamentbreite voll aus.

Lösung b). Die senkrechte Erdlast wird verringert. Das Hineinschieben der Fundamentsohle nach innen wirkt günstig auf die Höhe der Kantenpressung.

Lösung c). Die senkrechte Erdlast verschwindet. Die günstige Wirkung auf die Kantenpressung wird gesteigert.

Lösung d). Die folgerichtige Weiterführung des Gedankens führt zu einer gemeinsamen Fundamentsohle für beide Widerlager und damit zur Form des geschlossenen Rahmens.

Im allgemeinen wird, wie gesagt, im Brückenbau selten die Berechtigung dazu vorliegen, das theoretische System des Rahmens mit Einspannung an den Pfostenfußpunkten als Rechnungsgrundlage anzunehmen[1]). Im Hochbau kommen solche Fälle dagegen häufig vor. Eine kurze Darstellung der statischen Verhältnisse ist daher bei der Behandlung der Konstruktionen des Hochbaues gegeben. Für Sonderfälle aus dem Gebiet des Brückenbaues wird auf diese Darlegungen verwiesen, die sinngemäße Anwendung finden können.

3. Geschlossener Rahmen. Der geschlossene Rahmen, dessen schematische Systemskizze Abb. 220 zeigt, ist ebenfalls dreifach statisch unbestimmt. Da die Dimensionierung von Riegel, Pfosten und Sohle einer harmonischen Gesetzmäßigkeit in viel höherem Maße zugänglich ist, als dies beim eingespannten Rahmen der Fall ist, wird die Rechnung auf Grund des elastischen Verhaltens sich der Wirklichkeit in zulässiger Weise anpassen lassen. Dabei ist zu beachten, daß durch die Unsicherheit der Annahmen über die Bodendruckverteilung neue Fehlerquellen auftreten[2]).

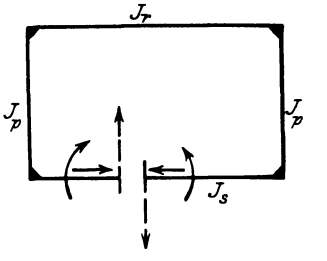


Abb. 220. Geschlossener Rahmen.

Als technische Ausführungsmöglichkeiten kommen alle tunnelartigen Bauwerke in Frage, die allerdings schon auf der Grenze des als „Brückenbau" bezeichneten Gebietes stehen.

Zusammenfassend ist über die Rahmenbauwerke kurz zu sagen:

Der Zweigelenkrahmen ist durch die Konzentrierung der Lagerkräfte im Gelenkpunkt statisch ziemlich durchsichtig. Die technische Ausführung der Gelenke ist aber nicht einfach und zugleich teuer, wenn sie einwandfrei wirken sollen. Die vielfach übliche Annahme von Gelenken, die nachher gar nicht ausgeführt werden, sollte nur da zugelassen werden, wo die Bauwerksanordnung einen der Annahme wenigstens angenäherten Formänderungsverlauf gewährleistet, z. B. in der Nähe von Wendepunkten der Biegelinien.

Der eingespannte Rahmen wird im Gebiet des Brückenbaues fast immer den Charakter des an starren Widerlagern eingespannten Balkens annehmen, wobei die Standfestigkeit der Widerlager auf dem Annäherungswege mit Hilfe einfacher Kräftezusammensetzung nachzuweisen ist.

Bei besonderer Eigenart des Bauprogramms kann schließlich der eingespannte in den geschlossenen Rahmen übergehen, dessen statische Untersuchung einen hinreichenden Übereinstimmungsgrad zwischen Annahme und Wirklichkeit meist vorfinden wird.

B. Tragwerke mit mehreren Öffnungen.

Durchlaufende Verkehrsdecke und Landanschlüsse (Abb. 180, S. 268) sind als Konstruktionsteile genau so zu behandeln wie beim Bauwerk mit einer Öffnung. In das Tragwerk (Abb. 221a) ist ein neues tragendes Glied, der Zwischenpfeiler (Abb. 221b, Teil 4) einzuschalten.

---

[1]) Hülsenkamp: Wirtschaftliche Ausbildung von Widerlagern. Bautechnik 1923, S. 145 bis 146 und Schaechterle: Die Vorschriften usw., Beton Eisen 1925, S. 363ff.

[2]) Vgl. den Aufsatz A. Schroeter: Die wirtschaftliche Querschnittsgestaltung der Untergrundtunnel, Bauing. 1925, S. 951 bis 954.

I. Gewölbte Brücken. Bei massiven Brücken wird es in den seltensten Fällen vertretbar sein, das gegenseitige elastische Verhalten von Gewölbe und Pfeiler zur Grundlage der Rechnung zu machen, also das gesamte Bauwerk als hochgradig statisch unbestimmtes System zu behandeln. Auch bei den Annäherungsmethoden brauchbarer statischer Untersuchungen wird die Annahme einer Beeinflussung der Gewölbe untereinander nicht über die beiden benachbarten Gewölbe hinaus ausgedehnt werden. Daraus folgt die praktisch vernünftige Aufteilung der Tragwerke mit mehreren Öffnungen nach Maßgabe der Abb. 221b—d.

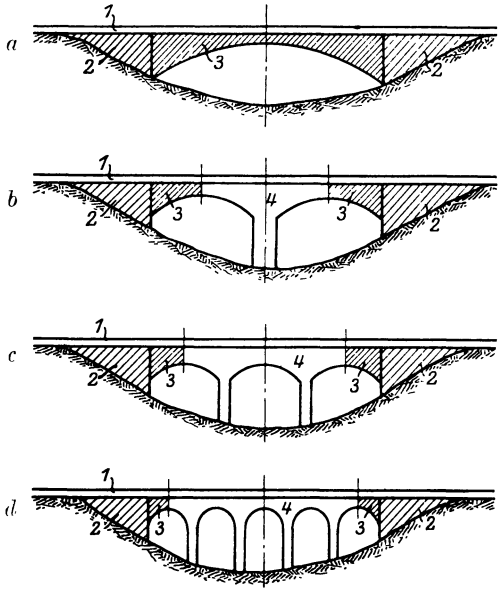


Abb. 221. Wahl der Pfeilerzahl

a) Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes. Wird die vereinfachende Annahme gemacht, daß die Gesamtlänge L in n gleiche Öffnungen mit dem Achsabstand l eingeteilt ist, so kann zunächst das Einheitsgewölbe nach den Grundsätzen berechnet und dimensioniert werden, die für die Brücken mit einer Öffnung auf S. 300ff. näher erläutert sind. Darauf folgt unter Benutzung der bei der Gewölbeuntersuchung gewonnenen Ergebnisse die Behandlung des neuen Bauwerksteiles (Abb. 221b, Teil 4). Der „Zwischenpfeiler" einschließlich der beiden Nachbargewölbe wird zu einer Baueinheit zusammengefaßt. Im Schnitt durch die beiden Gewölbescheitel werden die bekannten inneren Kräfte als äußere Kräfte angebracht (s. S. 335).

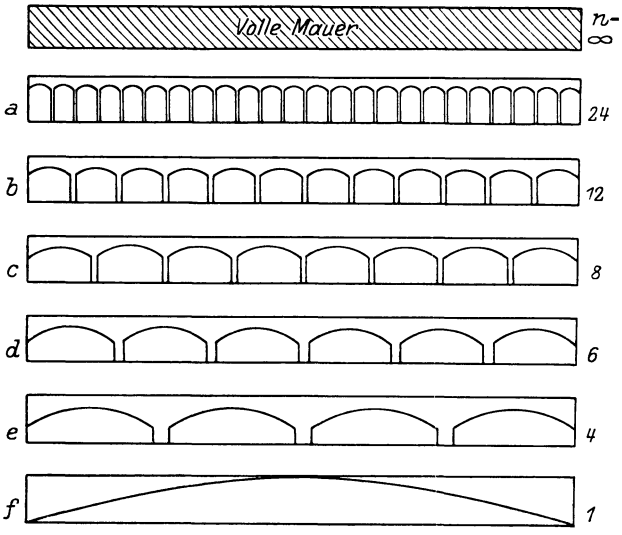


Abb. 222. Pfeileranordnung.

Die gleichmäßige Aufteilung von L in $n \cdot l$ ist nur unter drei Bedingungen möglich bzw. wirtschaftlich günstig:

Der Baugrund muß im Geländelängsschnitt gleichartig beschaffen sein, die Höhenlage des oberen Verkehrsweges über Gelände darf nicht wechseln und das Bauprogramm muß Pfeilerstellung an jeder Stelle gestatten. Die Lösungsmöglichkeiten sind in Abb. 222 schematisch veranschaulicht. Im Extremfall der vollen Mauer, d. h. $n = \infty$, werden die Gewölbekosten pro lfd. m $= 0$, die Pfeilerkosten gleich denen eines vollen Mauerklotzes sein; im Extremfall f, d. h. $n = 1$, werden die Pfeilerkosten $= 0$ und die Gewölbekosten pro lfd. m hoch. Abb. 223

zeigt, daß bei einer mittleren Lösung ein Minimum der Gesamtkosten liegen wird.

Die Hoffnung der Rechenkünstler, das Ergebnis mit Hilfe des Differentialquotienten der Kosten zu finden, dürfte auch bei diesem Sonderfall nicht erfüllt werden, da für den Ansatz der Gleichung zu viele Voraussetzungen zu machen sind. Der Sinn der Sache ist aber durch diese Überlegung geklärt und einige überschlägliche Voruntersuchungen werden den systematischen Kurvenverlauf leicht erkennen lassen.

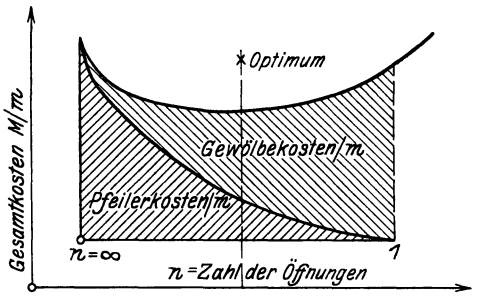


Abb. 223. Darstellung der Kosten.

Der nächste Schritt in der Entwicklung der Formgebung ist das Ausschalten der Bedingung der gleichmäßigen Höhenlage des oberen Verkehrsweges über Gelände. Hierdurch werden in erster Linie die Pfeilerkosten beeinflußt. Hohe Pfeiler sind teuer, daher müssen sie seltener vorkommen. Die Vergrößerung des Abstandes erfordert aber gleichzeitig höhere Gewölbekosten pro lfd. m. Hinzu kommt der mit der Pfeilerhöhe wachsende Einfluß der Schubdifferenz von belasteten und unbelasteten Nachbargewölben.

Der Unterschied liegt also im Tempo des Anwachsens der Kosten. Hier versagt die feiner organisierte Gesetzmäßigkeit, wie sie in der Abb. 223 zum Ausdruck kommt. Der rohe Grundsatz, daß, ganz allgemein gesprochen, bei größeren Höhen durchschnittlich auch größere Spannweiten der Gewölbe wirtschaftlicher sein werden, kann als zutreffend gelten. Da ein weiteres nicht unerhebliches wirtschaftliches Moment in der Herstellung und Wiederverwendung von Lehrgerüsten gleichgeformter Gewölbe liegt, so führt diese Erkenntnis zu der Einteilung der Gesamtlänge L in Gruppen von je n Öffnungen. Abb. 224 veranschaulicht den Gedanken.

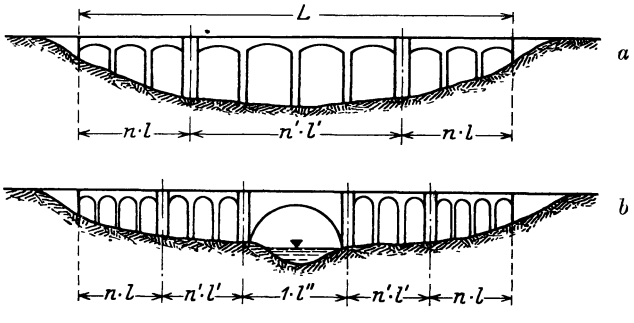


Abb. 224. Gruppenpfeileranordnung.

Das Tragwerk erhält also neben den Zwischenpfeilern, die zwischen gleichartigen Nachbargewölben angeordnet sind, ein neues Bauglied, den Gruppenpfeiler (s. S. 341), der auf der Grenze der Gewölbegruppen steht. Er hat sowohl im fertigen Bauwerk, als auch im Laufe des meist wirtschaftlich erforderlichen staffelförmigen Aufbaues des Gesamtbauwerkes besondere statische Aufgaben zu erfüllen. Daß er auch in der ästhetischen Ausgestaltung des Brückenbildes ein wirkungsvoller Faktor sein kann, sollte der Bauingenieur fühlen und verstehen.

Von dem Einfluß der Zufälligkeiten, den die Beschaffenheit des Baugrundes, z. B. ein versumpfter alter Flußlauf oder dergleichen, auf die Öffnungsteilung ausübt, möge hier abgesehen werden. Der meist talförmig geformte Geländelängsschnitt führt sehr häufig zu der in Abb. 224b schematisch dargestellten Lösung, eine mittlere Gruppe mit einer Öffnung zu überspannen.

Diese auf die einfachsten Richtlinien beschränkten Darlegungen werden den denkenden Ingenieur befähigen, für alle die unendlich mannigfaltigen Sonderfälle die grundsätzlich richtige Entscheidung über das Optimum der Entwurfsgestaltung zu treffen. Voraussetzung ist, daß er alle statisch-technisch-wirtschaftlichen Grundlagen beherrscht, die in den folgenden Abschnitten im einzelnen erläutert sind.

Einige typische Beispiele ausgeführter Bauwerke mögen die schematisch skizzierte Gedankenfolge bildmäßig erläutern, Abb. 225 bis 228.

Abb. 225. Brücke mit enger Pfeilerstellung.

b) Verkehrsdecke unterhalb des Tragwerkes. Wie weiter oben unter A, I, b, S. 275 ausgeführt ist, stellt die Aufhängung der Fahrbahn des oberen Verkehrsweges an ein Bogentragwerk eine Konstruktionsform dar, die nur unter besonderen Umständen technisch-wirtschaftlich empfehlenswert ist. Wenn die Bauaufgabe die notwendigen Voraussetzungen in sich trägt und auch die ästhetischen Bedenken gegen das unorganische Aufhängungsprinzip im Rahmen einer steinernen Konstruktion zurücktreten müssen, so steht nichts im Wege, diese Bauform auch bei Tragwerken mit mehreren Öffnungen anzuwenden.

Als günstiges statisch-technisches Moment kann angeführt werden, daß der Einbau eines Zugbandes in der Fahrbahnebene die Pfeiler von der Einwirkung der Schubdifferenz zwischen zwei Nachbaröffnungen befreit. Der Baugedanke bringt gegenüber dem im vorstehenden Abschnitt Gesagten nichts wesentlich Neues. Das in Abb. 229, S. 292 gezeigte Beispiel einer ausgeführten Brücke kann deshalb für die Charakterisierung dieser Bauweise genügen.

II. Balken- und Rahmenbrücken. Der bedeutende wirtschaftliche Vorteil, der darin liegt, daß die großen positiven Momente des einfachen Balkens durch negative Auflagermomente abgetönt werden, wird beim Bauwerk mit

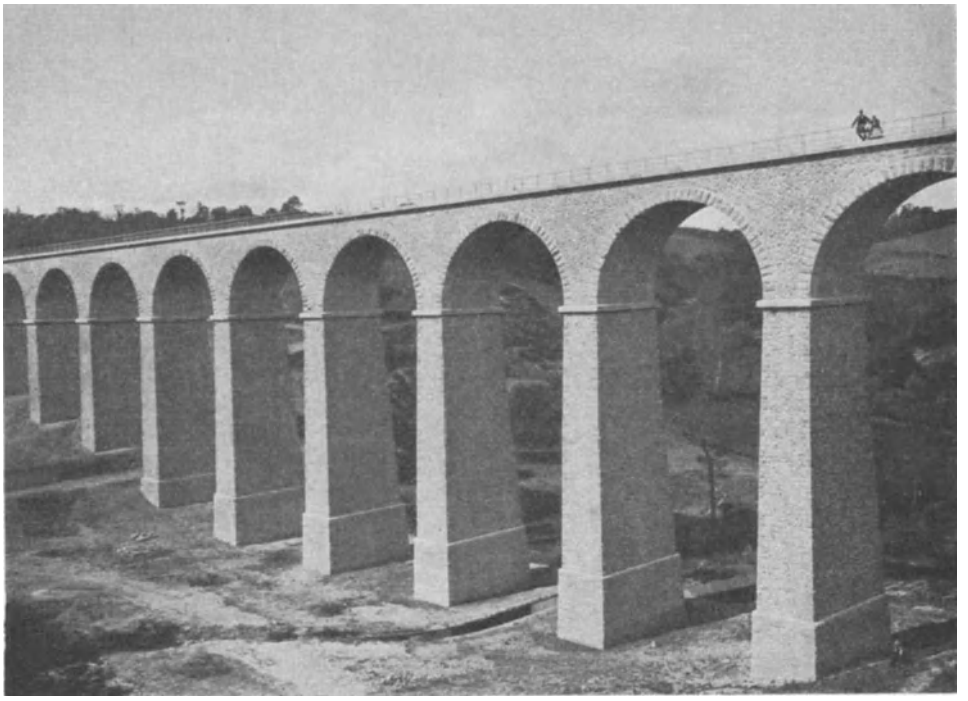


Abb. 226. Brücke ohne Gruppenaufteilung.

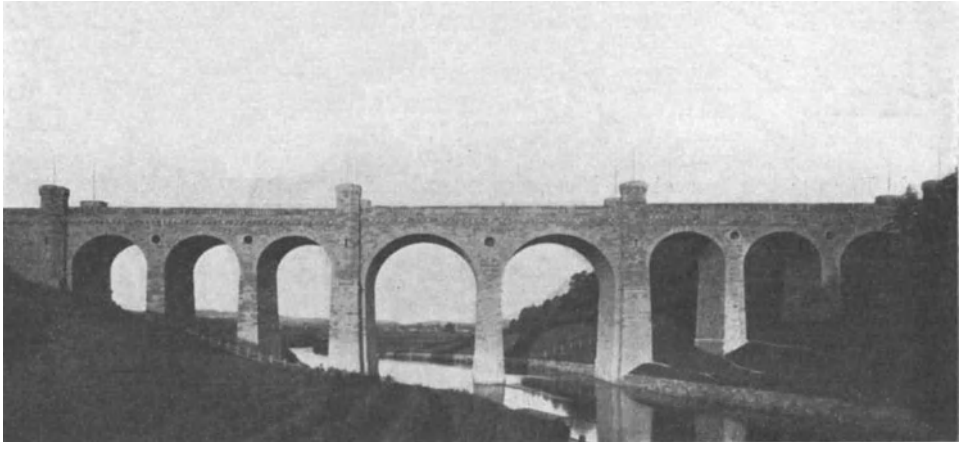


Abb. 227. Brücke mit Gruppenaufteilung.

Abb. 228. Gruppenauflösung mit Mittelöffnung.

einer Öffnung durch Einspannung im Widerlager oder durch Rahmenbildung erzielt. Bei der einfachsten Form eines mehrteiligen Bauwerks, das nach Abb. 230 beiderseits der „Mittelöffnung“ je eine „Endöffnung“ besitzt, kann das erwünschte negative Moment als Stützmoment über der Zwischenstütze

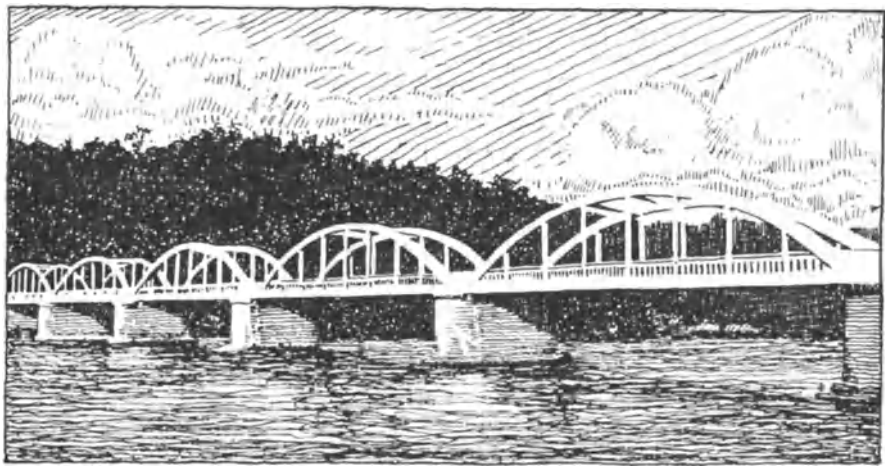


Abb. 229. Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn.

durch Hinausstrecken eines Kragarmes erzeugt werden. Die Grenze für das Maß des Vorkragens ist dadurch gezogen, daß die Durchbiegungen der Kragenden keine für die ungestörte Durchführung des Verkehrs schädliche Größe annehmen.

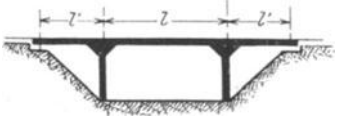


Abb. 230. Rahmen mit Kragarmen.

Wird diese Grenze überschritten, so müssen die Enden gelagert werden und es entstehen die statischen Grundformen des durchlaufenden Trägers und Rahmens. Die Zwischenpfeiler zwischen den Einzelöffnungen sind im letzteren Falle vollwertige Glieder des Tragwerkes. Im Massivbau, in dem für balkenförmige Bauglieder nur der eisenbewehrte Beton in Frage kommen kann, muß das grundsätzliche Bestreben vorliegen, die durch die Plastizität des Baustoffes ermöglichte monolithische Verbindung der Bauteile untereinander auszunutzen.

Ein Abweichen von diesem Grundsatz durch Einschalten von Gelenkkonstruktionen ist nur nach sorgfältigster Abwägung der technischen und wirtschaftlichen Vor- und Nachteile als berechtigt anzusehen.

Für die Wahl von Gelenken sprechen die größere Durchsichtigkeit der statischen Verhältnisse und die Verringerung, z. T. die Ausschaltung der Einflüsse von Wärmeänderung und Lagerverschiebungen; dagegen sprechen die Kompliziertheit und die Kosten der technischen Durchbildung und das Fehlen der elastischen Mitwirkung benachbarter Bauteile.

In rein systematischem Aufbau ergeben sich die in der Skizzenreihe der Abb. 231 veranschaulichten Lösungsmöglichkeiten:

Lösung a) Durchlaufender Balken auf Pendelstützen;
Lösung b) Mehrstieliger Rahmen mit Gelenken an den Pfostenfußpunkten;
Lösung c) Mehrstieliger Rahmen mit eingespannten Pfostenfüßen.

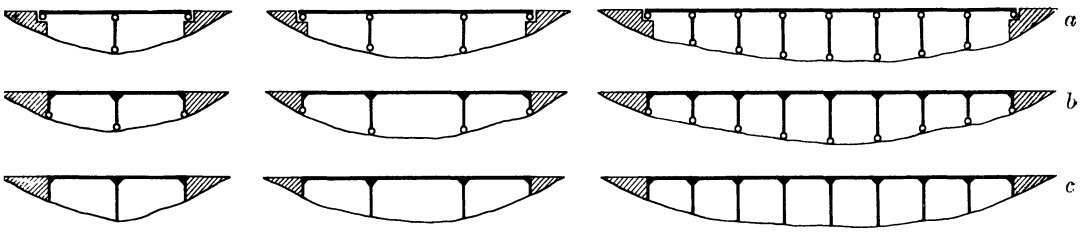


Abb. 231. Tragwerksysteme.

Der durchlaufende Balken selbst kann dann noch nach dem Grundsatz der Konstruktion der Gerberträger mit Gelenken in den Öffnungen versehen werden.

Die Frage der Aufteilung der Gesamtlänge L in n gleiche Öffnungen ist grundsätzlich von denselben Gesichtspunkten aus zu lösen, die in den Abb. 222, S. 288 und 224, S. 289 angedeutet sind. Wenn die Zahl der Öffnungen beliebig variabel ist, so wird das Kostenminimum von Balken und Stützen zusammen ein ausschlaggebender Faktor sein.

Rücksichten auf die technische Ausführung werden Veranlassung geben, möglichst vielen Öffnungen die gleiche Spannweite zu geben, also auch hier „Gruppen" von Öffnungen zu schaffen. Da es sich um durchlaufende Träger handelt, wird diese Maßnahme auch die statische Berechnung weitgehend vereinfachen. Der Vorteil der Gruppeneinteilung wird noch dadurch unterstrichen, daß die Ausführung in Beton wegen des Auftretens von Schwind- und Temperaturspannungen Trennungsfugen in etwa 30 m Abstand fordert.

Wird von der im statischen Sinne vereinfachend wirkenden Durchbildung des Balkens nach der Gerberform abgesehen, so ist der Grad der statischen Unbestimmtheit bei Pendelstützung (Abb. 231a) n-fach, beim mehrstieligen Gelenkrahmen (Abb. 231b) $(2n+1)$-fach; beim eingespannten mehrstieligen Rahmen (Abb. 231c) ist die Zahl der statisch nicht bestimmbaren Größen $= 3n + 3$, sofern n die Zahl der Zwischenstützen angibt.

Wie weit der Theoretiker in der Schärfe der Rechnungsgrundlagen gehen will, wenn er z. B. mit Hilfe von Einflußlinien die auftretenden Spannungen ermitteln muß, ist stark von der Eigenart des Einzelfalles abhängig. Ein sicheres Urteil über den Grad der Zuverlässigkeit, mit dem die angenommenen Formänderungen vom Bauwerk ausgeführt werden können, kann allein die richtige Entscheidung finden. Die Selbstkritik muß vor der Versuchung, theoretische Lieblingssteckenpferde zu reiten, bewahren. Der Entwerfende darf schwierige statische Probleme nicht fürchten, aber er soll sie auch nicht lieben.

Die individuell auf den Einzelfall eingestellte sorgfältige statische Untersuchung ist für alle Voruntersuchungen aber als Kraftvergeudung im wirtschaftlichen Sinne zu bezeichnen. Für die Bauform des durchlaufenden Balkens gibt es zahlreiche, auf langer Erfahrung beruhende tabellenförmige Hilfsmittel, die bei verständiger Anwendung bis zu einem hohen Annäherungsgrade als Dimensionierungsunterlage ausreichen. Nähere Angaben hierüber s. unter c, 2, A: „Durchlaufendes Tragwerk auf mehreren Stützen". Die obere Grenze der Felderzahl ist bei diesen Tabellenwerken meist mit 5 angenommen. Die weitgehendste Vereinfachung unterscheidet nur zwischen Mittel- und Endöffnungen.

Bei durchlaufenden Balkentragwerken wird die Anordnung der Verkehrsdecke oberhalb des Tragwerkes die Regel bilden, da die Unterbrechung der Fahrbahn des oberen Verkehrsweges durch die hineinragenden zwei Hauptträger bei der relativ großen Länge der Bauwerke den Querverkehr auf der Brücke in lästiger Weise behindert.

b) Entwurfsgestaltung der Brücken.

1. Gewölbte Brücken.

A. Gewölbte Bauwerke mit einer Öffnung.

I. Allgemeines. Die Grundlage des Entwurfes ist das Bauprogramm, über dessen Aufbau unter A I S. 254 das Wesentliche mitgeteilt ist.

Typisch ist das Vorhandensein von zwei in verschiedener Höhenlage sich kreuzenden Verkehrswegen beliebiger Art. Der lichte Raum über dem unteren Verkehrsweg ist bedingend für die Form der inneren Bauwerksumgrenzung.

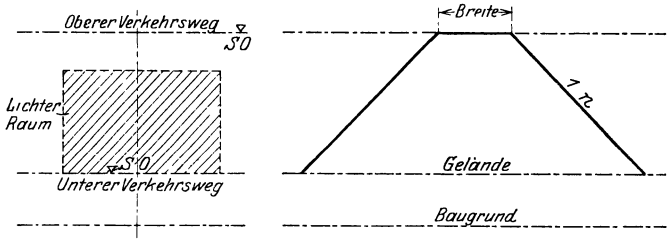


Abb. 232. Entwurfsgrundlagen.

Die Breite des oberen Verkehrsweges und die Art seiner Heranführung an das Bauwerk, z. B. ein Erddamm mit Böschungen $1:n$, bestimmen die weitere Ausbildung (Abb. 232). Die Lage des tragfähigen Baugrundes ist maßgeblich für die Form des Fundamentes. In diesem Buche ist der Baugrund ausnahmslos in frostfreier, ohne besondere Hilfsmittel erreichbarer Tiefe angenommen. Alle Arten künstlicher Gründung sind im Bande III, 1 „Grundbau" eingehend behandelt. Zunächst werde, unabhängig von der Bestimmung der erforderlichen Abmessungen, die Gestaltung des Bauwerkes im Ganzen erörtert.

Das wichtigste Bauglied, das die Durchführung des Bauprogramms ermöglicht, ist das Gewölbe.

In Abb. 233a—e ist eine systematische Reihenfolge von Möglichkeiten zusammengestellt. Beispiele sind:

a) Brücke über Schlucht mit senkrechten Wänden oder zwischen festen Wänden;
b) Brücke über einen Einschnitt;
c) Überführung in ebenem Gelände;
d) Tunnelquerschnitt;
e) Rohrdurchlaß.

In allen Fällen ist es technisch möglich, die Gewölbeform so zu gestalten, daß nur dieses eine Bauglied auszuführen ist. Der obere Verkehrsweg muß, auf Erdschüttung ruhend, mit der Böschung $1:n$ an allen Stellen noch das Gewölbe erreichen.

Dieser technischen Möglichkeit stehen wirtschaftliche Bedenken gegenüber, von denen die wichtigsten sind:

Größere Fundamentbreite;
Schrägschnitt durch die Gewölbe.

Dazu kommen nicht unerhebliche ästhetische und verkehrstechnische Schwächen. Daß in Sonderfällen auch eine solche Ausführung ein Optimum der Güte sein kann, möge Abb. 234, S. 296 zeigen.

Im allgemeinen wird es als beste Lösung befunden werden, wenn oberhalb des freitragenden Gewölbeteiles die Begrenzung des oberen Verkehrsweges parallel zur Wegachse verläuft. Die über dem Gewölberücken lagernde Erdmasse muß dann durch sog. „Stirnmauern" begrenzt werden, die als Stützmauern auszubilden sind (Abb. 235, S. 296).

In der Praxis ist es üblich, nur den innerhalb eines Zentriwinkels von $\varphi = 2 \times 60^0$ liegenden Gewölbeteil als Gewölbe an sich zu betrachten und die anschließenden Teile dem „Widerlager" zuzurechnen. Dies hängt mit dem Begriff der sog. „Bruchfuge" zusammen, über den auf S. 313 mehr gesagt ist. Diesem Gedankengang folgend wird auch nur der innere Teil der abschließenden Mauern als „Stirnmauer" bezeichnet.

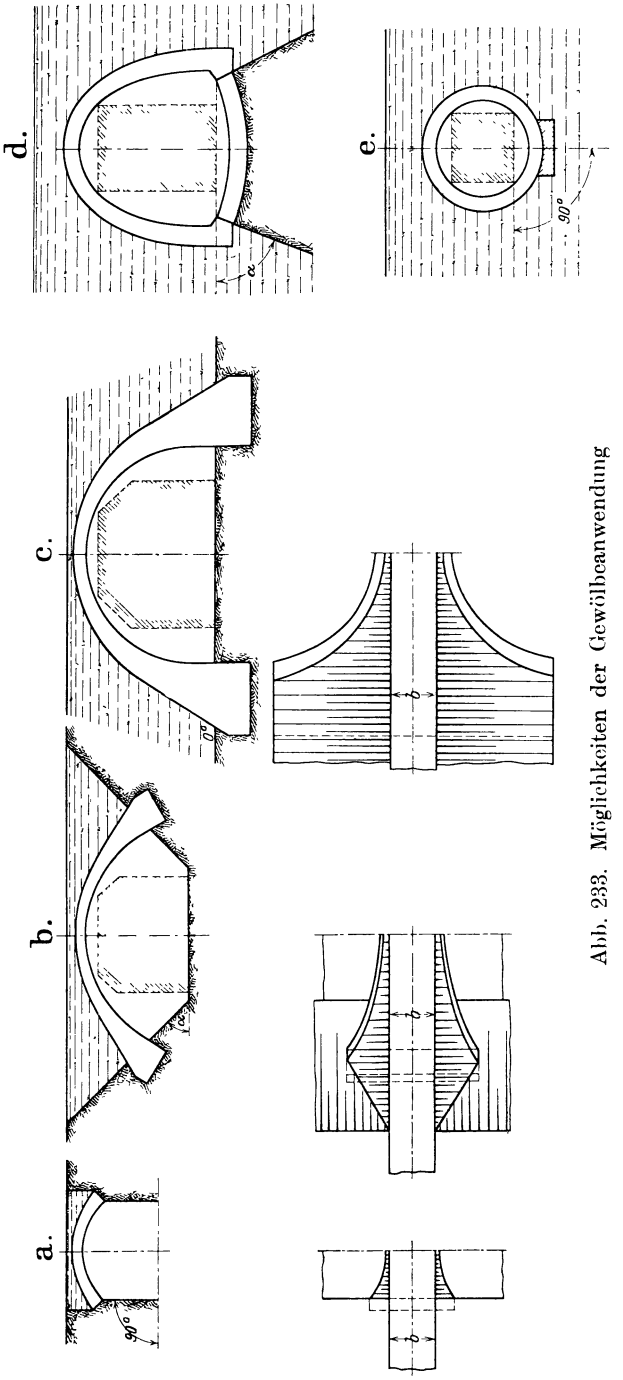


Abb. 233. Möglichkeiten der Gewölbeanwendung

Diese statisch nicht berechtigte und nur aus konstruktiv technischen Gründen eingeführte Trennung von Gewölbe und Widerlager hat zur Folge,

daß in den Ausführungsformen zwischen Abb. 233b und c sich neue Gestaltungsmöglichkeiten ergeben, um den Anschluß des heranzuführenden Erddammes zu bewerkstelligen.

Aus der systematischen Reihe Abb. 233 können für die folgenden Betrachtungen die Fälle d) und e) ausscheiden; die Tunnelbauten sind unter IV: „Besondere Bauformen“ kurz behandelt, ausführlich im Bande II, 3, Unterbau.

Abb. 234. Gewölbe ohne Stirnmauer.

Bei Lösung Abb. 233a ist tatsächlich nur die Stirnmauer zum restlosen Abschluß erforderlich.

Bei Lösung Abb. 233b reicht die Stirnmauer in ihrer strengen Definition für den Landanschluß nicht aus. Hier ist eine Verlängerung der Abschluß-

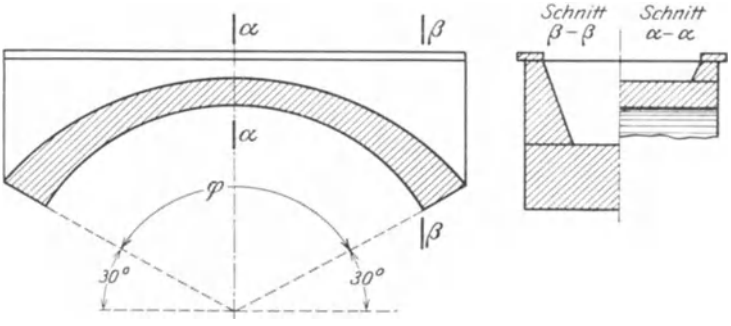


Abb. 235. Stirnmauer.

mauern nach außen erforderlich. Dieser Bauwerksteil trägt in der Praxis den Namen „Flügelmauer“, und zwar in der vorliegenden Sonderform die Bezeichnung „Parallelflügel“.

In Abb. 236 sind die Ausführungsmöglichkeiten angedeutet.

Abb. 236A zeigt, daß bei steilerer Böschung $1:n$ die Parallelflügel auf das Widerlagsmauerwerk aufgesetzt werden können, während im Falle B bei

flacherer Böschung $1:m$ ein besonderes Fundament für die Flügel geschaffen werden muß. Eine Kompromißlösung besteht darin, daß die Flügel vom Widerlagerfundament nach außen auskragend gestaltet werden (Abb. 236C).

Die Begrenzung dieser Kragkonstruktion ist durch die statischen Verhältnisse gegeben. Nach Abb. 236C′ darf die Zugspannung σ_z den zulässigen Wert nicht überschreiten. Dabei ist zu beachten, daß die ausgekragte Flügelmauer auch von innen Erddruck aufzunehmen hat.

Ein gesundes konstruktives Gefühl wird den Entwerfenden hindern, sich in diesem Falle zuweitgehenden statischen Künsteleien hinzugeben.

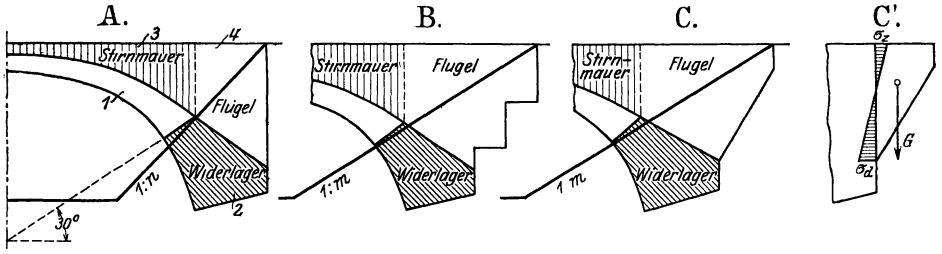


Abb. 236. Parallelflügel.

Die Lösung Abb. 233c bietet eine Fülle von Konstruktionsmöglichkeiten.

Das Herunterführen der Gewölbe bis auf den Baugrund hat viele Nachteile, wenn diese Bauart auch zweifellos statisch die klarste und eleganteste ist.

Da solche Wölbungen nur mit Hilfe eines „Lehrgerüstes“ herstellbar sind, wird der Preis des Kubikmeters Mauerwerk hoch.

Senkrecht hochzuführende Mauermassen sind im Einheitspreise immer wesentlich billiger. Also besteht das Bestreben, solange es wirtschaftlich günstig ist, auf Kosten etwas größerer, aber billigerer Massen, sog. „aufgehendes Mauerwerk“ zu wählen. Zu dieser Mauerwerksart können auch alle Auskragungen gerechnet werden, die keiner besonderen Stützung bedürfen und mit Hilfe einer Standlehre hergestellt werden können (Abb. 237).

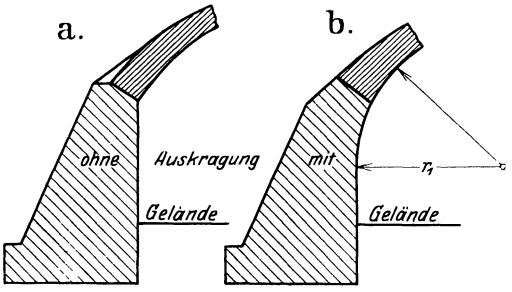


Abb. 237. Aufgehendes Widerlagsmauerwerk ohne / mit } Auskragung.

Aus diesen Gründen kann als beste Lösung die Bauart der Abb. 238b, S. 298 gefunden werden, bei der sich ein Segmentgewölbe mit scharf betonter Kämpferfuge gegen ein Widerlager aus aufgehendem Mauerwerk stützt. Die Praxis nennt solche Widerlagerkörper „Standwiderlager“, während für die Lagerung der Gewölbe nach Abb. 238a (und auch Abb. 236A, B und C) die Bezeichnung „Verlorene Widerlager“ geprägt wurde.

Der Vorteil der senkrechten Raumbegrenzung im Inneren liegt auch in der Vermeidung der Zwickel r (Abb. 238a), die verkehrstechnisch und ästhetisch sehr unerfreulich sind. In Abb. 238a ist auch angedeutet, wie diesen letzten Forderungen durch Einschaltung einer selbständig fundierten Abschlußwand Rechnung getragen werden kann. Der Raum r eignet sich für die Durchführung kleiner Wasserläufe, von Rohren usw., auch als Aufbewahrungsraum.

Um nun die lichte Öffnung des unteren Verkehrsweges von den Erdmassen frei zu halten, muß die Böschung außerhalb der Lichtweite auf dem Gelände ansetzen. Der Anfangspunkt sollte stets um ein angemessenes Stück d von der Vorderkante abgerückt werden (Abb. 238 b). Das Einschneiden der Böschungslinie oben gibt die Stelle an, bis zu der die Parallelflügel theoretisch fortgeführt werden müssen. In der praktischen Ausführung ist eine Verlängerung um ein angemessenes Stück d' (Abb. 238 b) erforderlich. Sie erhalten entweder

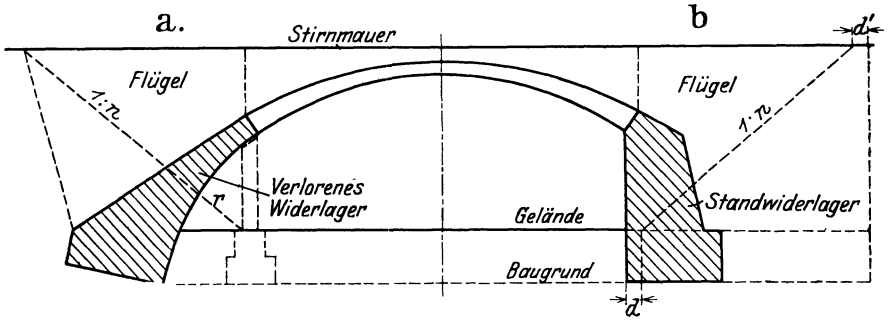


Abb. 238. Verlorenes und Standwiderlager.

eigenes Fundament (Abb. 238 b) oder werden bei ausreichend ausladendem Widerlager auf diese Mauermasse aufgesetzt. Ein mäßiges Auskragen nach außen hin (Abb. 238 a) kann unter Beachtung der oben berührten Gesichtspunkte in Betracht gezogen werden.

Die Notwendigkeit, im Falle Abb. 238 b die Flügelmauern vom eigenen Fundament auf die ganze Länge hin bis zur Dammkrone durchzuführen, leitet zu der Erwägung, den Erdabschluß mit geringerem Mauerwerksaufwand zu erreichen.

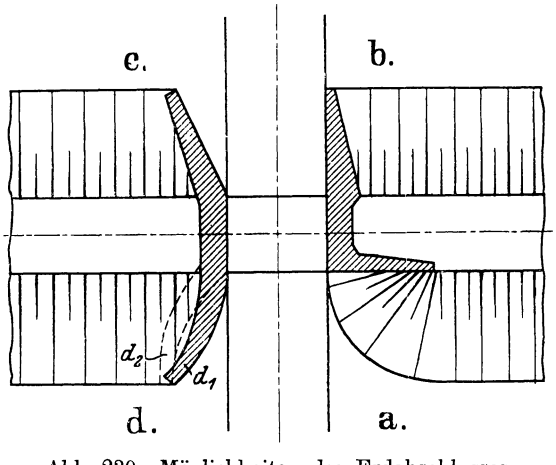


Abb 239. Möglichkeiten des Erdabschlusses

In der systematischen Übersicht Abb. 239 a—d sind die verschiedenen Möglichkeiten dargestellt. Lösung a war bereits besprochen. Zu erwähnen bleibt, daß durch die Wahl steilerer Böschungsneigung die Länge der Parallelflügel beliebig eingeschränkt werden kann. Die Mehrkosten der in diesem Falle notwendig werdenden Böschungsbefestigung durch Pflasterung usw. sind der Ersparnis an Flügelmauerwerk gegenüberzustellen.

Lösung b ist die radikalste. Die Flügelmauer begleitet den Wegrand unmittelbar und hat naturgemäß den geringsten Masseninhalt (rechtwinkliger Flügel).

Diesem rein wirtschaftlichen Vorteil stehen erhebliche verkehrstechnische und ästhetische Bedenken gegenüber. Die torartige Unterführung bedeutet einen Engpaß, der nicht um die doppelte Breite des Böschungsfußes verlängert werden darf. Ein- und Ausgang müssen einladenden bzw. befreienden Charakter haben. Besonders ungünstig gestaltet sich auch die Überführung des Verkehrs in die häufig neben dem Damm laufenden Parallelwege.

Lösung c vermeidet diese Mängel und stellt einen Kompromiß zwischen a und b dar. Gegenüber den Lösungen d_1 und d_2 hat sie den Vorzug geradliniger Gestaltung, die für die technische Ausführung bequemer und billiger ist.

d_1 ist äußerlich gefälliger, aber statisch ungünstig; d_2 dagegen statisch günstig als ein gegen den Erddruckangriff gestemmtes Gewölbe, hat aber eine verkehrstechnisch unsachliche Linienführung im Grundriß.

Unter Beachtung aller dieser Gesichtspunkte sollte der Entwerfende sein Bauwerk zunächst mit rohesten Überschlagsrechnungen statischer Art, ohne Kleben an dem Nachweis der Einzelabmessungen, skizzenhaft gestalten. Die Sicherheit im schnellen Hinzeichnen solcher Vorentwürfe, — in der Schätzungsrechnung und in der unmittelbaren Annahme vernünftiger Abmessungen ist eins der wichtigsten Rüstzeuge für den Ingenieur. Die später folgende, in ihrem Genauigkeitsgrade beliebig weit zu steigernde Durcharbeitung bedingt ein häufiges Wiederholen einfachster Zeichen- und Rechenmethoden, das untergeordneten Bürokräften überlassen werden sollte. Die Entscheidung über den Genauigkeitsgrad wird der Meister entweder in harmonischer Anpassung an den Roheitsgrad der Annahmen selber treffen, oder er wird aus taktischen Gründen, — zuweilen wohl innerlich lächelnd, — den Neigungen entscheidender Persönlichkeiten Rechnung tragen.

Nunmehr mögen einige Hinweise folgen, wie die Durcharbeitung des Bauwerkes im einzelnen am einfachsten zu gestalten ist.

Der Vorgang des Entwerfens ist umgekehrt wie die Reihenfolge der Bauausführung.

Dem Kraftangriff folgend geschieht das „Entwerfen“ von oben nach unten, das „Bauen“ von unten nach oben.

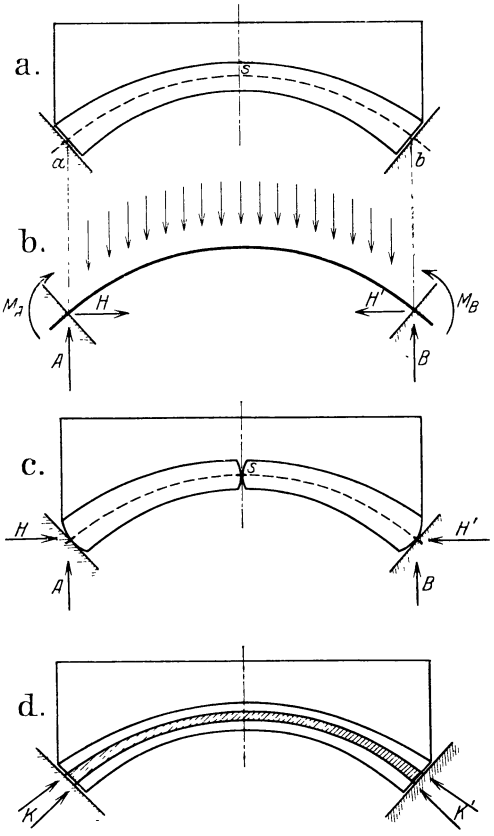


Abb. 240. Eingespannter Bogen.

Die Darstellung paßt sich am besten dem Entwurfsvorgange an. Die Hauptteile sind:

1. Gewölbe.
2. Widerlager.
3. Stirnmauer.
4. Flügelmauer.

II. Gewölbe. Das Kriterium des Gewölbes oder des Bogens ist die Tatsache, daß im Gegensatz zum Balken oder der Decke senkrechte Lasten auch wagerechte Lagerkräfte hervorrufen.

Also wirkt das Gewölbe auf seine Widerlager mit den schräggerichteten „Kämpferdrücken“. Das mit seinen Kämpferflächen gelagerte oder monolithisch mit dem Widerlager verbundene Gewölbe (Abb. 240) ist im statischen Sinne

ein eingespannter Bogen, bei dem der Einspannungsgrad unter Umständen nicht den vollen Wert 1 erreichen kann.

Für die Durchführung der Berechnung dieses dreifach statisch unbestimmten Systems bestehen eine Reihe von Methoden.

Der Literaturnachweis (S. 316) gibt darüber Aufschluß.

In gedrängtester Darstellung ist im folgenden eine solche Methode, die der Verfasser pädagogisch für wertvoll hält, erläutert.

1. Eingespannter Bogen. Der eingespannte Bogen mit seinen 6 Auflagergrößen ist dreifach statisch unbestimmt. Werden die 3 Auflagergrößen am linken Kämpfer als X_1, X_2 und X_3 gewählt, so entsteht der rechts eingespannte krumme Freiträger (Abb. 241). Die Ermittlung der 3 X-Werte geschieht mit Hilfe der Arbeitsgesetze.

Zwei Wege können eingeschlagen werden.

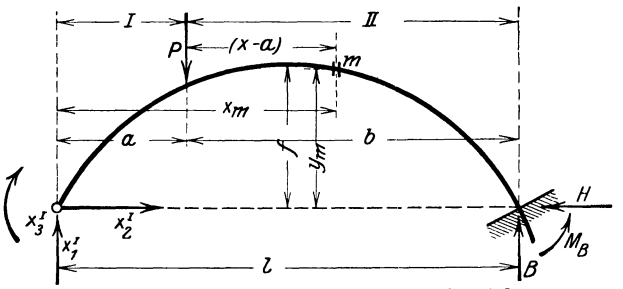


Abb. 241. Eingespannter Bogen, I. Verfahren.

I. Verfahren: Die X-Werte wirken am linken Kämpfer (Abb. 241). Dies Verfahren führt zu drei Gleichungen mit den drei Unbekannten X_1, X_2 und X_3 und liefert allgemeine Beziehungen zwischen P und den X-Werten.

II. Verfahren: Die X-Werte wirken an einem gedachten steifen Hebelarm im elastischen Schwerpunkt des Stabzuges nach Abb. 245, S. 303. Bei dieser Wahl des Angriffspunktes ergeben sich drei Gleichungen, in denen jedesmal nur X_1 oder X_2 oder X_3 allein vorkommt. Bei der Lösung sind Summen zu bilden, die bei geschickter Anwendung des Gesetzes der sog. „Momentenverwandlung" sich sehr einfach gestalten lassen.

I. Verfahren.

Die allgemeine Gleichung lautet:

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \int M \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot \frac{ds}{E \cdot J} + \int N \cdot \frac{\partial N}{\partial X} \cdot \frac{ds}{E \cdot F} + \int Q \cdot \frac{\partial Q}{\partial X} \cdot \frac{ds}{G \cdot k \cdot F} = 0.$$

Hier wird das Verfahren nur unter Berücksichtigung der Arbeit der Momente durchgeführt. Der Beitrag der Querkräfte ist meist sehr gering, der Einfluß der Berücksichtigung der Längskräfte ist auf S. 301/302 angegeben.

Die allgemeine Arbeitsgleichung lautet demnach:

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \int M \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot \frac{ds}{EJ} = 0.$$

Im vorliegenden Falle gelten also die 3 Gleichungen:

$$\frac{\partial A}{\partial X_1} = 0; \qquad \frac{\partial A}{\partial X_2} = 0; \qquad \frac{\partial A}{\partial X_3} = 0.$$

Zwei Integrationsabschnitte kommen in Frage, wenn als Belastung eine Einzellast P — zugleich als Unterlage für die Zeichnung von Einflußlinien für $P = 1$ — gewählt wird (Abb. 241).

Abschnitt I reicht von 0 bis a; Zeichen: $\int_0^a$;

Abschnitt II reicht von a bis l; Zeichen: $\int_a^l$.

Das Moment M_m im Punkte m ist:

im Abschnitt I: $M_m^I = X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3$;

im Abschnitt II: $M_m^{II} = X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3 - P(x - a)$;

allgemein: $M_m = M_{0m} + X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3$.

Für die Durchführung sind folgende Vereinfachungen zu empfehlen und üblich:

1. Die Integration erfolgt über die Sehne: $ds = dx$.

2. Der Bogen wird als eine Parabel angesehen. Dann kann, da der Kämpferpunkt der Koordinaten-Nullpunkt ist, die einfache Beziehung (Abb. 242)

$$y = \frac{4f \cdot x(l - x)}{l^2}$$

angewandt werden.

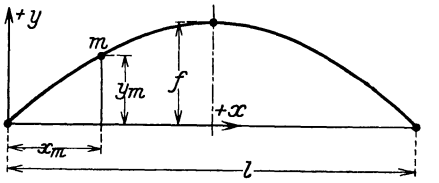


Abb. 242. Parabel.

Für den Kreisbogen werden die Formeln ungleich verwickelter.

3. Um das wechselnde Trägheitsmoment zu berücksichtigen, wird der Faktor $\frac{J_c}{J}$ eingeführt. Im vorliegenden Fall soll J konstant angenommen werden, damit fallen E und J als Konstanten aus der Gleichung fort.

4. Wird N berücksichtigt, so ist es gleich der Horizontalkraft zu setzen (siehe zu 1.); $N = X_2$.

Die Anwendung der Grundgleichung

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \frac{1}{E \cdot J} \int M \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot dx = 0$$

ergibt, wenn für die Abschnitte I und II die Ausdrücke M_m und $\frac{\partial M_m}{\partial X}$ für die 3 X-Werte bestimmt, die Integrationen ausgeführt und die entstehenden 3 Gleichungen mit den 3 Unbekannten aufgelöst werden, schließlich die Endwerte:

$$X_1 = P\left(1 - \frac{a}{l}\right)^2 \left(1 + \frac{2a}{l}\right);$$

$$X_2 = \frac{15 \cdot P \cdot a^2}{4 \cdot f \cdot l} \left(1 - \frac{a}{l}\right)^2;$$

$$X_3 = P \cdot a \left(1 - \frac{a}{l}\right)^2 \left(\frac{5a}{2l} - 1\right).$$

Berücksichtigung der Längskräfte. Die Rechnung ergibt, daß der Wert von X_1 unabhängig von der Arbeit der Längskräfte ist. Bei den Gleichungen für X_2 und X_3 tritt ein Faktor

$$\varrho = \frac{1}{\left(1 + \frac{45}{4} \cdot \frac{J}{f^2 \cdot F}\right)}$$

hinzu, und zwar wird

$$X_2 = \frac{15 \cdot P \cdot a^2}{4 \cdot f \cdot l} \left(1 - \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \varrho$$

und

$$X_3 = P \cdot a \left(1 - \frac{a}{l}\right)^2 \left(\frac{5\,a}{2\,l} \cdot \varrho - 1\right).$$

Aus diesen Gleichungen lassen sich zunächst folgende allgemeine Folgerungen ziehen:

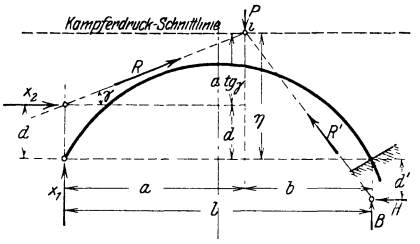


Abb. 243. Kämpferdruckschnittlinie.

Die Momente an den Kämpfern, X_3 und M_B, lassen sich ersetzen durch Verschiebung der Kräfte X_2 und H um d bzw. d'. Dann entstehen die schrägen Kämpferdrücke R und R', die des Gleichgewichtes wegen sich mit P in einem Punkte i (Abb. 243) schneiden müssen.

Für die linke Seite wird:

$$X_3 = X_2 \cdot d; \qquad d = \frac{X_3}{X_2} = \frac{\left(\frac{5\,a}{2\,l} - 1\right) \cdot 4\,f \cdot l}{15 \cdot a} = \frac{2}{3} f - \frac{4 \cdot f \cdot l}{15 \cdot a}.$$

Bei Berücksichtigung der Längskräfte wird:

$$d = \frac{2}{3} f - \frac{4 \cdot f \cdot l}{15 \cdot a} - \frac{3 \cdot J \cdot l}{a \cdot f \cdot F}.$$

Die Lage des Angriffspunktes von R für $\alpha = \frac{a}{l}$ ist in der folgenden Tabelle gegeben:

$\alpha =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\frac{d}{f} =$	− 2,0	− 0,67	− 0,22	0,00	+ 0,13	+ 0,22	+ 0,28	+ 0,33	+ 0,37

Für die rechte Seite ergibt sich bei symmetrischen Bogen, und das ist die weit überwiegende Mehrzahl, der Angriffspunkt von R' durch Vertauschung von a mit b.

Der Ort des Schnittpunktes i — die sog. „Kämpferdruckschnittlinie" — wird durch folgende Überlegung gefunden. Nach Abb. 243 ist

$$\eta = d + a \cdot \operatorname{tg} \gamma = d + \frac{a \cdot X_1}{X_2},$$

$$\eta = \frac{2}{3} f - \frac{4 \cdot f \cdot l}{15 \cdot a} + a \frac{\left(1 + \frac{2\,a}{l}\right) \cdot 4 \cdot f \cdot l}{15 \cdot a^2} = \frac{6}{5} f.$$

Bei Berücksichtigung der Längskräfte wird

$$\eta = \frac{6}{5} f + \frac{6 \cdot J}{f \cdot F}.$$

Die Kämpferdruckschnittlinie ist also eine gerade Linie, die parallel zur Grundlinie verläuft.

Mit Hilfe dieser Linie läßt sich durch Auftragen der R und R' eine „Kämpferdruckumhüllungslinie“ zeichnen, die wertvolle Dienste leisten kann, indem zu jeder Lastlage durch Zeichnen der Tangenten an diese Kurve die Lage der Kämpferdrücke und damit auch der Sinn der Momente für jeden Punkt des Bogens gefunden werden kann (Abb. 244).

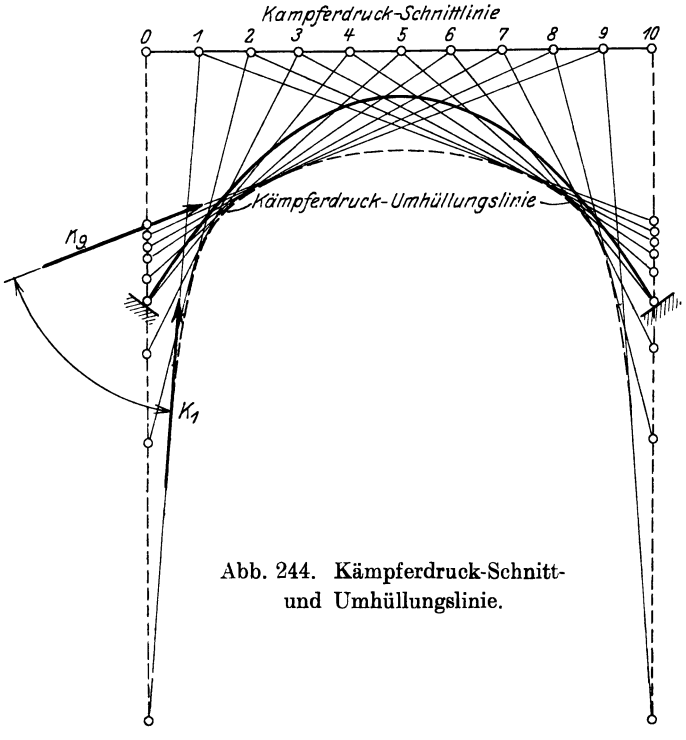


Abb. 244. Kämpferdruck-Schnitt- und Umhüllungslinie.

Die drei Gleichungen für X_1, X_2 und X_3 geben unter Anwendung von $\alpha = \frac{a}{l}$ die Ordinaten der Einflußlinien für X_1, X_2 und X_3. Die Einflußlinien für die Momente werden unter Benutzung der Gleichung

$$M_m = M_{0m} + X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3$$

am besten in Tabellenform gefunden.

II. Verfahren.

Der Angriffspunkt der X-Werte wird in den elastischen Schwerpunkt des Stabzuges verlegt (Abb. 245). Die Arbeiten der Längs- und Querkräfte werden wiederum vernachlässigt.

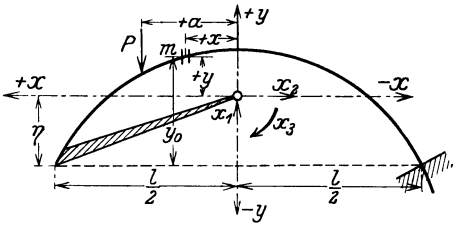


Abb. 245. Eingespannter Bogen, II. Verfahren.

Das Arbeitsgesetz lautet:

$$\frac{\partial A}{\partial X} = \frac{1}{E \cdot J} \int M \cdot \frac{\partial M}{\partial X} \cdot ds = 0 .$$

Aus $$M_m = M_{0m} - X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3$$

folgt $$\frac{\partial M_m}{\partial X_1} = -x ; \quad \frac{\partial M_m}{\partial X_2} = -y ; \quad \frac{\partial M_m}{\partial X_3} = +1 .$$

Die Einsetzung dieser Werte ergibt:

$$1. \qquad \frac{1}{E \cdot J} \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (M_{0m} - X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3) \cdot (-x) \cdot ds = 0,$$

$$\frac{1}{E}\left(-\int M_{0m} \cdot x \cdot \frac{ds}{J} + \int X_1 \cdot x^2 \cdot \frac{ds}{J} + \int X_2 \cdot x \cdot y \cdot \frac{ds}{J} - \int X_3 \cdot x \cdot \frac{ds}{J}\right) = 0.$$

E ist konstant, fällt also heraus.

Das Koordinatensystem ist so zu wählen, daß die Integrale

$$\int x \cdot \frac{ds}{J} = \int y \cdot \frac{ds}{J} = \int x \cdot y \cdot \frac{ds}{J} = 0$$

werden. X- und Y-Achse müssen also Schwerpunktshauptachsen des Stabzuges sein. Bei symmetrischen Bogen ist die Lage der Y-Achse gegeben. Die Lage der X-Achse im Abstande η von der Sehne (Abb. 245) wird daher ermittelt in der Form:

$$\eta = \frac{\Sigma\left(\frac{s}{J} \cdot y_0\right)}{\Sigma\left(\frac{s}{J}\right)}.$$

Gleichung (1) lautet also ($J =$ konstant angenommen):

$$-\int M_{0m} \cdot x \cdot ds + X_1 \int x^2 \cdot ds = 0,$$

$$X_1 = \frac{\int M_{0m} \cdot x \cdot ds}{\int x^2 \cdot ds}.$$

$$2. \qquad \frac{1}{E \cdot J} \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (M_{0m} - X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3)(-y) \cdot ds = 0,$$

$$-\int M_{0m} \cdot y \cdot ds + \int X_1 \cdot x \cdot y \cdot ds + \int X_2 \cdot y^2 \cdot ds - \int X_3 \cdot y \cdot ds = 0,$$

$$X_2 = \frac{\int M_{0m} \cdot y \cdot ds}{\int y^2 \cdot ds}.$$

$$3. \qquad \frac{1}{E \cdot J} \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} (M_{0m} - X_1 \cdot x - X_2 \cdot y + X_3) \cdot 1 \cdot ds = 0,$$

$$\int M_{0m} \cdot ds - \int X_1 \cdot x \cdot ds - \int X_2 \cdot y \cdot ds + \int X_3 \cdot ds = 0,$$

$$X_3 = -\frac{\int M_{0m} \cdot ds}{\int ds}.$$

Die Werte $\frac{s}{J}$ werden als „elastische Gewichte“ w bezeichnet,

das Produkt $w \cdot x$ heiße w_x,

„ „ $w \cdot y$ „ w_y.

Die Gleichungen lauten nun bei der Bildung von Summen von endlichen Werten anstatt der Integrale:

$$X_1 = \frac{\Sigma(M_0 \cdot w_x)}{\Sigma(x \cdot w_x)};$$

$$X_2 = \frac{\Sigma(M_0 \cdot w_y)}{\Sigma(y \cdot w_y)};$$

$$X_3 = -\frac{\Sigma(M_0 \cdot w)}{\Sigma(w)}.$$

Die w-Werte werden am besten in Tabellenform zusammengestellt. Ist das Trägheitsmoment veränderlich, so ist folgender Kopf anzuwenden:

il	s (m)	h (m)	F (m²)	J (m⁴)	$w = \frac{s}{J}$	$w_x = x \cdot w$	$x \cdot w_x = x^2 \cdot w$	$w_y = y \cdot w$	$y \cdot w_y = y^2 \cdot w$	$x \cdot w_y = y \cdot w_x$	$\frac{J \cdot s}{F}$

Die Nenner der X-Werte sind also die Endsummen der Spalten für $x \cdot w_x$, $y \cdot w_y$ und w dieser Tabelle.

Die Ermittlung der Summen der Zähler in Tabellen ist recht umständlich. Eine erhebliche Vereinfachung bietet das sog. Verfahren der „Momentenverwandlung".

Für den einfachen Balken ist nach Abb. 246a:

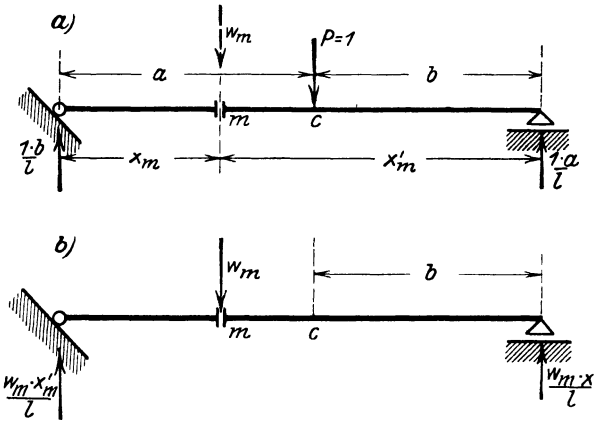


Abb. 246. Momentenverwandlung für Balken.

$$M_{0\,m} = \frac{1 \cdot b}{l} \cdot x_m,$$

$$M_{0\,m} \cdot w_m = \underbrace{\frac{1 \cdot b}{l}}_{\text{Kraft}} \cdot \underbrace{x_m}_{\text{Hebel}} \cdot w_m = \underbrace{\frac{w_m \cdot x_m}{l}}_{\text{Kraft}} \cdot \underbrace{b}_{\text{Hebel}} = M_c^{w_m}.$$

Die Summe der Produkte $M_{0\,m} \cdot w_m$ kann also dargestellt werden als das Moment M_c^{w}, hervorgerufen durch alle elastischen Gewichte w_m, bezogen auf den Punkt c.

Bei der Anwendung des Verfahrens auf den Freiträger ergeben sich folgende Eigentümlichkeiten.

$M_{0\,m}$ ist nach Abb. 247a gleich 0, solange P rechts von m. $M_{0\,m}$ für P links von m wird $= -1\,(a - x)$. Gebildet soll werden

$$M_{0\,m} \cdot w_m = -1\,(a - x) \cdot w_m.$$

Dies kann aufgefaßt werden als ein Moment aus

$$w_m = M_c^{w_m} = -w_m\,(a - x),$$

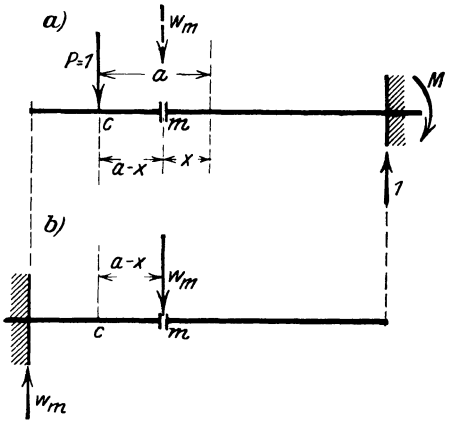


Abb. 247. Momentenverwandlung für Bogenträger.

bezogen auf Punkt c. Dieses negative Moment entsteht in einem Freiträger, bei dem die Einspannung mit dem freien Ende vertauscht ist (Abb. 247b), durch die Belastung mit $+w_m$. Die w-Gewichte sind also an einem links eingespannt gedachten Freiträger aufzubringen, wobei die positive Richtung von oben nach unten angenommen ist. Danach bestimmt sich der Sinn der Biegung durch die w-Gewichte.

$\Sigma(M_0 \cdot w)$ ist das Moment M_c^w aus allen w-Gewichten.

Für die Zeichnung von Einflußlinien ist dies Verfahren sehr praktisch, da die X-Werte aus $P = 1$ unter der Lastlage c aufgetragen werden sollen. Da die Nenner der X-Werte von M_0 unabhängig sind, werden die M^w-Linien zugleich X-Linien mit einem Multiplikator ν.

$$X_1 = \frac{M^{w_x}}{\Sigma(x \cdot w_x)} = \frac{1}{\Sigma(x \cdot w_x)} \cdot M^{w_x} = \nu_1 \cdot M^{w_x};$$

$$X_2 = \frac{M^{w_y}}{\Sigma(y \cdot w_y)} = \frac{1}{\Sigma(y \cdot w_y)} \cdot M^{w_y} = \nu_2 \cdot M^{w_y};$$

$$X_3 = \frac{-M^w}{\Sigma(w)} = \frac{-1}{\Sigma(w)} \cdot M^w = \nu_3 \cdot M^w.$$

Die M^w-Linien werden zweckmäßig nach dem Gesetz $M_m = M_{m-1} + Q_m \cdot \lambda_m$ $\left(\text{Übertragung des allgemeinen Gesetzes } Q = \frac{dM}{dx} \text{ ins Endliche}\right)$ entwickelt und aufgetragen.

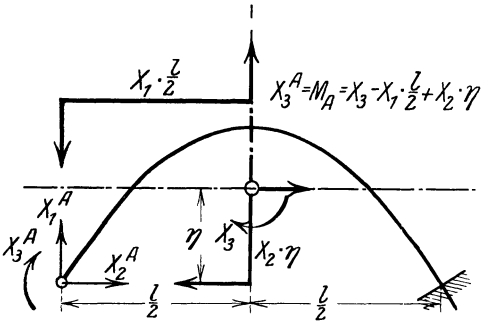


Abb. 248. Bestimmung von M_A.

Werden die tatsächlich am Kämpfer wirkenden X-Werte wieder eingeführt, so wird nach Abb. 248:

$$X_1^A = +X_1; \qquad X_2^A = +X_2;$$

$$X_3^A = M_A = X_3 - X_1 \cdot \frac{l}{2} + X_2 \cdot \eta.$$

Die M_A-Werte werden wiederum in Tabellenform berechnet.

In Abb. 249 sind die typischen Formen der X_1-, X_2-, X_3- und M_A-Linie dargestellt.

Der Vergleich der M_A-Linie (Abb. 249d) mit der nach dem I. Verfahren ermittelten X_3-Linie zeigt Übereinstimmung, das gleiche gilt für die X_1- und X_2-Linien. Geringe Abweichungen erklären sich aus der Verschiedenheit der Annahmen. Bei I. wurde $ds = dx$ angenommen, während bei II. die Summenbildung über den Bogen erfolgte. Bei flacheren Bogen sind diese Unterschiede verhältnismäßig noch geringer.

Zur Erläuterung ist in Abb. 250 der Einfluß der Last $P = 1\,t$ in Punkt 3 eines Parabelbogens verfolgt.

Es ist dargestellt:

a) Abmessung und Belastung des Bogens;

b) Statisch bestimmtes Grundnetz, belastet mit $1\,t$ in 3;

c) Statisch bestimmtes Grundnetz, belastet mit X_1, X_2 und X_3 (die angeschriebenen Zahlenwerte sind einem bestimmten Beispiel entnommen!);

d) Zusammensetzung der Ergebnisse;

e) Darstellung des Ergebnisses mit Hilfe von Kämpferdruckschnitt- und Kämpferdruckumhüllungslinie.

Die Anwendung dieses wissenschaftlich scharfen Rechnungsganges mit Hilfe der Elastizitätstheorie darf nun aber nicht kritiklos erfolgen. Sie hat nur dann einen praktischen Sinn, wenn eine hinreichende Wahrscheinlichkeit besteht, daß die elastischen Formänderungen des Gewölbes in Wirklichkeit den Gesetzen folgen, die Grundlagen der Rechnung sind. Dazu gehört in erster Linie das Hookesche Gesetz, das in der überwiegenden Mehrzahl der technischen Rechnungen, wenn auch latent, an irgendeiner Stelle verwertet ist. Seine lapidare Einfachheit, die von den elastischen Formänderungen des Baustoffes Eisen in den fraglichen Grenzen im vollen Umfange, vom Holz immerhin mit ausreichender Schärfe befolgt wird, gibt den Anlaß, es auch im Massivbau anzuwenden.

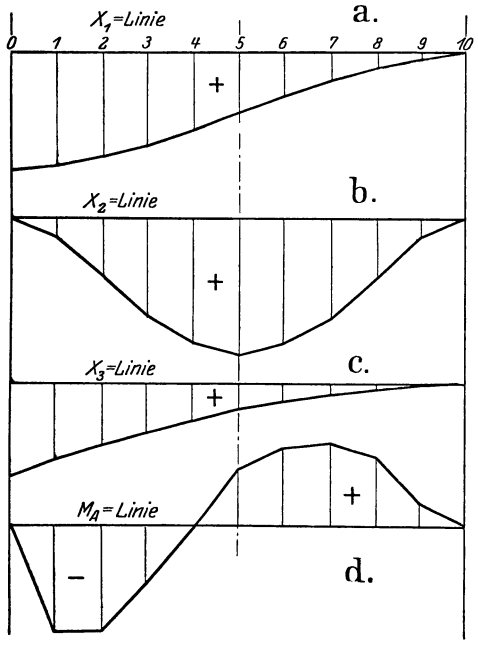


Abb. 249. Einflußlinien des eingespannten Bogens.

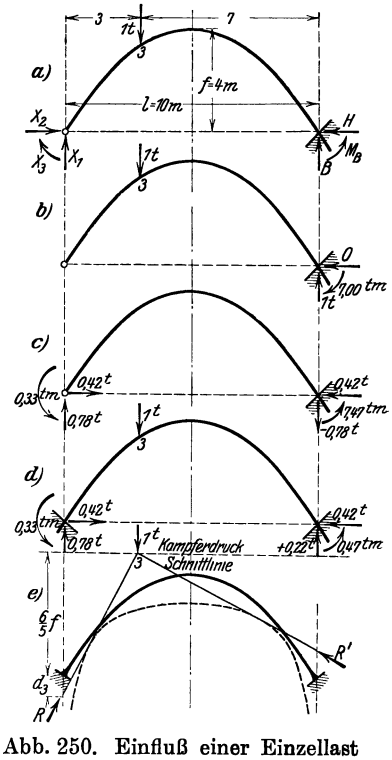


Abb. 250. Einfluß einer Einzellast auf Parabelbogenträger.

Unter Hinweis auf die Angaben im Abschnitt „Baustoff“ ist festzustellen, daß mit dieser Bequemlichkeitsannahme ein nicht unerheblicher Roheitsgrad in die Rechnungen eingeführt ist. Allgemein ist zu sagen, daß die massiven Bauwerke mit konzentrierten Spannungsansammlungen, also weitgespannte, feingliedrige Bauten, in ihrem elastischen Verhalten durchsichtiger sein werden als Bauwerke mit geringwertigerem Material und starken Querschnitten bei verhältnismäßig kleinen Hauptabmessungen.

Ein Kriterium bietet das Verhältnis von Bauwerks- zur Querschnittsabmessung, wie es zum Beispiel in dem bekannten Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{l}{i}$ zum Ausdruck kommt. Eine eindeutige Bestimmung der Grenzen, innerhalb derer die scharfe Untersuchung des eingespannten Gewölbes notwendig wird, kann nicht gegeben werden. In der Praxis ist es üblich, dieses mehr oder weniger abgekürzte Rechenverfahren zu bezeichnen als „Untersuchung mit Hilfe der Elastizitätstheorie“.

2. *Dreigelenkbogen.* Die innere Unsicherheit hinsichtlich der Anwendung der genauen Berechnung, verbunden mit der Eigenart des Systems, daß Wärmeänderung und Lagerverschiebungen hohe Spannungswerte hervorrufen, führt zu der technisch konstruktiven Maßnahme, Gelenke einzubauen. In den meisten Fällen wird der Dreigelenkbogen gewählt werden, um mit der dann erreichten statischen Bestimmtheit die Einflüsse von Wärme und Lagerverschiebung auf die Bauwerksspannungen ganz auszuschließen. Damit werden drei — im praktischen Sinne als Punkte — anzusprechende Übergangsstellen für die Kraftströme geschaffen. Der Vergleich mit einer sehr engen Düse kennzeichnet das Vorstellungsbild. Die Zeichnung einer „Stützlinie" ist ohne Rücksicht auf das elastische Verhalten möglich.

Die Methoden, um entweder zu gegebener Belastung die entsprechenden Mittelkraftlinien zu zeichnen, oder die einzelnen Komponenten zu errechnen, oder für bewegliche Lasten Einflußlinien zu zeichnen, werden hier als bekannt vorausgesetzt. Sie sind in jedem statischen Lehrbuch aufzufinden.

Dieses gewaltsame Zusammenpressen der Kraftströme in die engen Düsen der Gelenke ist eine Maßnahme, die dem Steinbau organisch nicht angemessen ist. Wird die Ausführung in Eisen nach den Regeln des Eisenbaues gewählt, so entsteht eine unorganische Unterbrechung der massiven Konstruktion, die vielleicht technisch-wirtschaftliche Vorteile hat, aber sicherlich ästhetisch unbefriedigend ist (Abb. 362, S. 379). Die massiven Wälzgelenke sind technisch äußerst schwer völlig einwandfrei auszuführen. Sie täuschen die dem Massivbau angemessene monolithische Form gewissermaßen vor. Aber diese Bedenken müssen in vielen Fällen hinter die unleugbaren technischen Vorteile zurückgestellt werden.

In einer großen Zahl von Bauaufgaben wird die Anwendung der Elastizitätstheorie unharmonisch erscheinen und der Einbau von Gelenken als unwirtschaftlich verworfen werden müssen. Für diesen Aufgabenkreis, der durch das Schlagwort „Kommißbauten" vielleicht treffend zu begrenzen ist, hat sich nun die sog. „Stützlinientheorie" als brauchbare Arbeitsmethode bewährt. Sie ist aus den zunftmäßigen Anfangsstadien des Gewölbebaues heraus entwickelt und wird ihren Platz mit vollem Recht auch weiterhin behaupten.

Während nun der eingespannte und der Dreigelenkbogen klare Systeme darstellen, für deren Untersuchung feste Richtlinien bestehen, ist die sog. Stützlinientheorie ein ausgesprochenes Annäherungs- und Schätzungsverfahren. Sie erscheint zunächst sehr einfach und kann bis zu einem gewissen Grade auch nach Rezepten von weniger hochstehenden Ingenieuren mit einer gewissen Sicherheit gebraucht werden. Eine tiefer schürfende Beschäftigung mit ihren Annahmen zeigt indessen, daß sie zwar geringe statische Vorkenntnisse verlangt, andrerseits aber den kritiklosen Bearbeiter leicht zu bedenklichen Trugschlüssen verleitet.

Dem denkenden Ingenieur bietet sie eine Fülle von Beurteilungsmöglichkeiten, verlangt aber auch von ihm eine sichere Einstellung zu den grundlegenden Annahmen. Unterrichts- und vor allem Prüfungserfahrungen sind der Anlaß, daß hier das Problem möglichst systematisch zur Darstellung gelangen soll.

3. *Stützlinientheorie.* Der gewichtslose eingespannte Bogen zeigt beim Wandern der Last über das Bauwerk ein in Abb. 244, S. 303 dargestelltes starkes Pendeln des Kämpferdruckes um die Bogenachse. Der Einfluß des Eigengewichtes, der bei normalen massiven Wölbbauwerken groß ist, macht sich dadurch bemerkbar, daß das Pendeln der Kämpferdrücke infolge der be-

weglichen Last nur noch in geringem Maße auftreten wird. Der Kämpferdruck aus Eigengewicht liegt fest, etwa in einer Mittellage zwischen den extremen Werten K_1 und K_9 (Abb. 244, S. 303).

Durch einen guten Ausgleich zwischen Formgebung der Gewölbe-Längsachse und den Zwickelgewichten wird es immer erreichbar sein, daß der Kämpferdruck aus Eigengewicht ungefähr im Schwerpunkt der Kämpferfläche angreift. Der Ausschlag infolge der wechselnden Stellung der Verkehrslasten wird dann von der Achse aus nach oben und unten gering sein. Der Einfluß des Eigengewichtes wirkt dabei gewissermaßen bremsend.

Diese Erfahrung macht sich die Stützlinientheorie nutzbar.

Beim Dreigelenkbogen ist der Eintritt der Kämpferkräfte in den Bogen auf die technisch geringste Breite der Berührungslagerfläche angewiesen (Abb. 251d); beim Betrachten des Bauwerks als eingespanntes Gewölbe kann die Lage der Angriffspunkte theoretisch über den Querschnitt

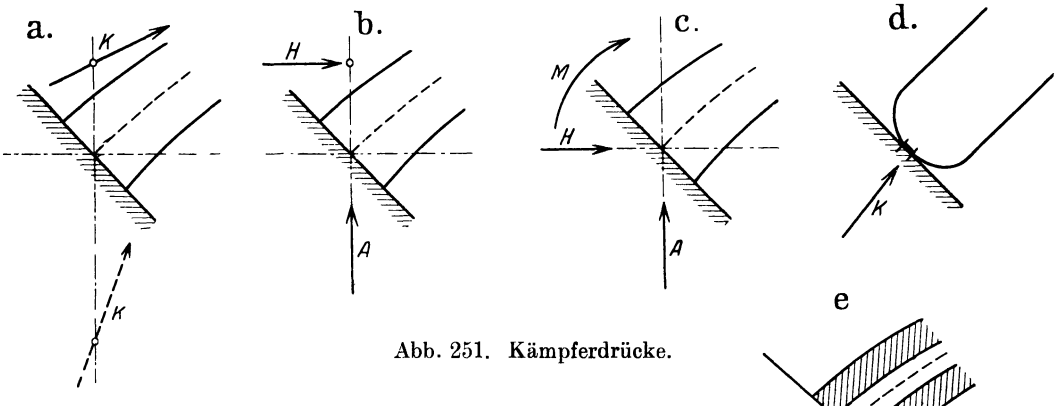
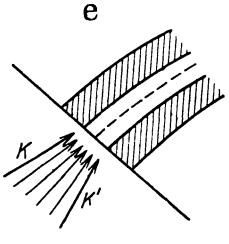


Abb. 251. Kämpferdrücke.



nach oben und unten hinaus wandern (Abb. 251a). Die Stützlinientheorie beschränkt die Möglichkeit der Angriffspunkte der Kämpferdrücke auf ein inneres Querschnittsgebiet, meist den Kern des Querschnittes (Abb. 251e). Folgerichtig dehnt sie dabei diese Annahme auf die Lage der Stützlinie im ganzen Gewölbelängsschnitt aus. Da ferner grundsätzlich eine einfache Kraftzusammensetzung ohne Zuhilfenahme statisch unbestimmter Probleme zur Lösung ausreichen soll, muß noch ein weiterer fester Punkt (meist im Scheitelquerschnitt) in dem verfügbaren inneren Gebiete angenommen werden.

Die für die Zeichnung eines Seileckes erforderlichen drei Punkte sind also nicht wie beim Dreigelenkbogen durch die technisch herzustellenden Gelenke festgelegt. Sie können alle drei beliebig innerhalb der gegebenen Grenzen gewählt werden. Daraus folgt, daß für eine gegebene Laststellung unendlich viele Stützlinien gezeichnet werden können, die alle den Bedingungen der Stützlinientheorie entsprechen.

Unter diesen müssen sich Stützlinien finden, die gewisse Größt- und Kleinstwerte liefern und auch solche, die nicht mehr beliebig verändert werden können.

Zur näheren Erläuterung mögen die folgenden ganz kurzen Betrachtungen dienen.

Bei gleicher Polweite unterscheiden sich die Stützlinien, die zu großen und kleinen Kräften gezeichnet werden, durch die Stärke der Krümmung. Die Winkel α zwischen den Seilstrahlen sind in Abb. 252a bei den größeren Kräften naturgemäß größer als die Winkel β in Abb. 252b bei den kleineren

Kräften. Im Bereiche der schwerer belasteten Gewölbeteile ist also die Stützlinie stärker gekrümmt; bei geringerer Belastung fällt sie flacher aus (Abb. 252c). Die Stützlinie wölbt sich, bildlich gesprochen, der Last entgegen. Jeder statisch völlig ungebildete Mensch, jedes Tier handelt instinktiv nach diesem

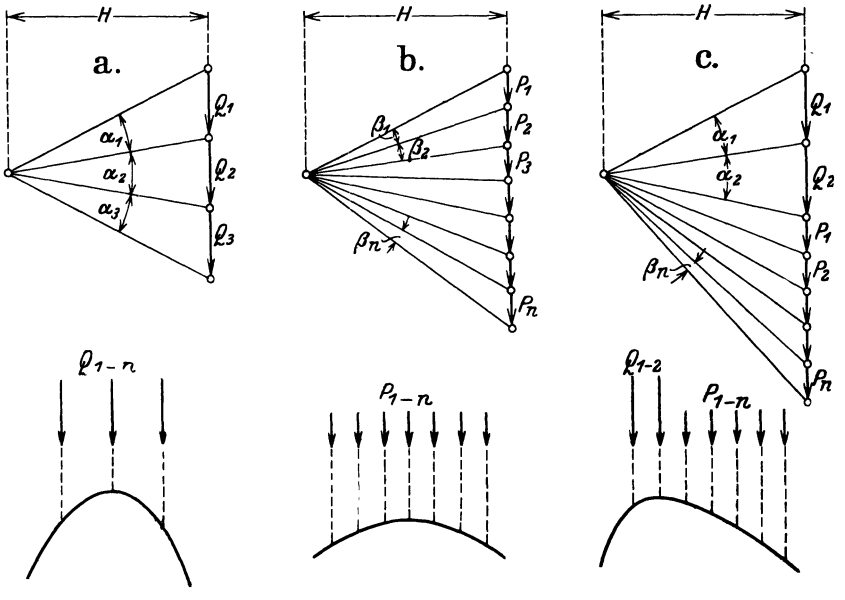


Abb. 252. Krümmung der Stützlinien.

Gesetz, wenn das Körpergerüst, z. B. die Wirbelsäule, belastet wird. Abb. 253 zeigt den Versuch eines meiner Schüler, sich dies klar zu machen. Im pädagogischen Sinne empfehle ich stets, die Spannungen eines Baugliedes in der

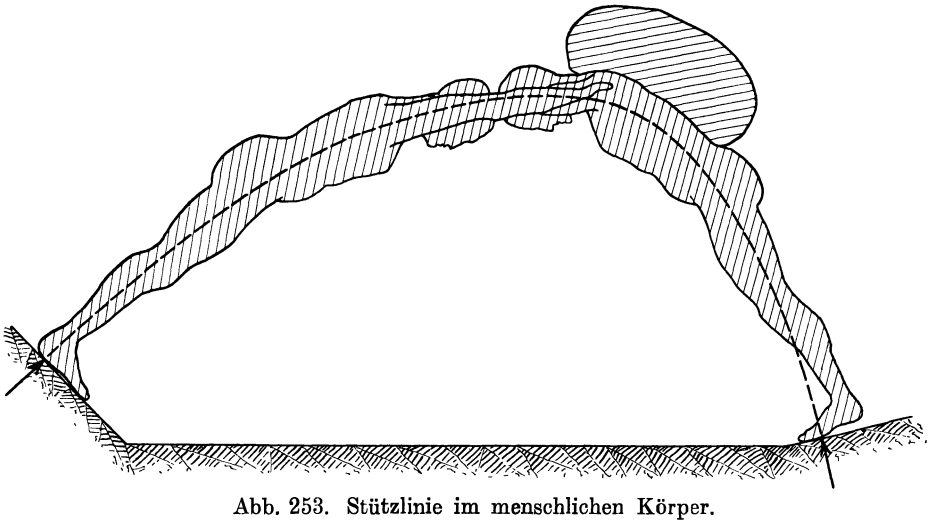


Abb. 253. Stützlinie im menschlichen Körper.

Vorstellung von Schmerzempfindung mitzuerleben. Die Erziehung zum plastischen Konstruktionsgefühl als Ergänzung und Vertiefung des Rechnens ist besonders für das Gebiet des Massivbaues von höchstem Wert.

Aus der Bewegungsfreiheit der Stützlinie in einem inneren Querschnittsgebiet folgt die unendlich große Zahl der möglichen Stützlinien.

Bei symmetrischer Belastung ergeben sich zwei Grenzfälle.

Stärkste Krümmung (Abb. 254a); oberster Scheitel-, unterste Kämpferpunkte, Kleinstwert des Horizontalschubes, daher der Name: „Minimal-Stützlinie".

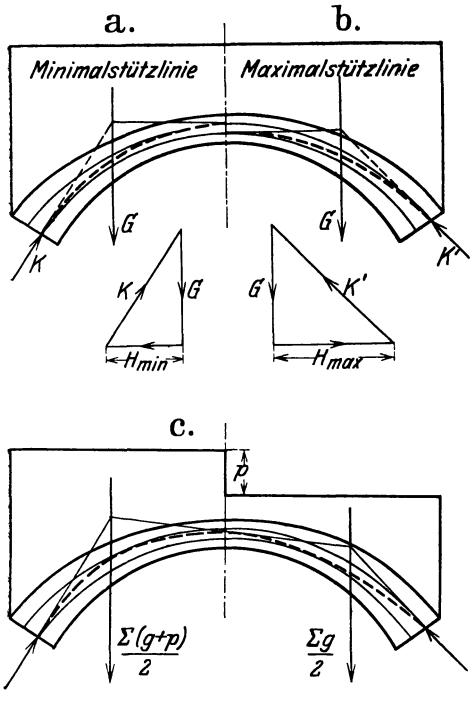


Abb. 254. Maximal- und Minimal-Stützlinie.

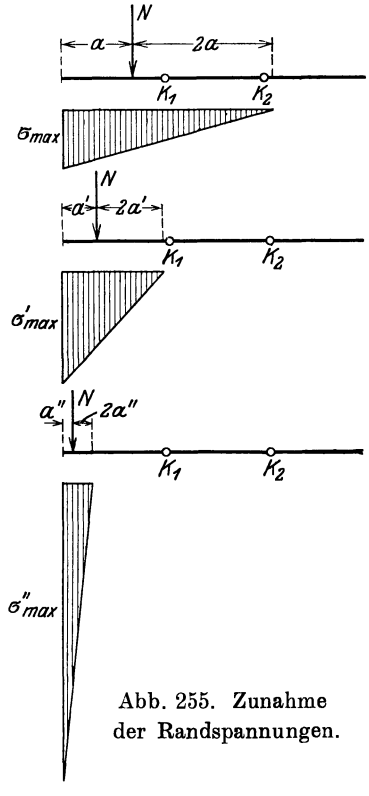


Abb. 255. Zunahme der Randspannungen.

Flachster Verlauf (Abb. 254b); unterster Scheitel-, oberste Kämpferpunkte d. h. Größtwert des Horizontalschubes, daher der Name: „Maximalstützlinie".

Bei unsymmetrischer Belastung ist die beste Möglichkeit des Verbleibens der Stützlinie im inneren Querschnittsgebiet dadurch gegeben, daß der starkgekrümmte Zweig im Kämpfer möglichst tief, der flachere Zweig im anderen Kämpfer möglichst hoch angesetzt wird. Der Scheitelpunkt ist etwa in der Mitte zu wählen (Abb. 254c).

Werden diese Überlegungen aus dem Stadium der zulässigen Materialspannung in das Bruchstadium übertragen, so ergibt sich folgendes Bild. An die Stelle des inneren Querschnittsgebietes (z.B. des Kerns) tritt der Querschnitt selbst, dessen Rand die Stützlinie nunmehr berührt. Mit dem Heranrücken an den Querschnittsrand muß nach der üblichen theoretischen Rechenmethode die Randspannung σ_{max} nach Abb. 255 mit Abnahme von a anwachsen, bis die Bruchfestigkeit des Materials erreicht ist. Der Zusammendrückung auf der belasteten Seite entspricht ein Aufreißen und Klaffen auf der unbelasteten Seite (Abb. 256), da ja die Zugfestigkeit der massiven Baustoffe nur ein Bruchteil der Druckfestigkeit ist.

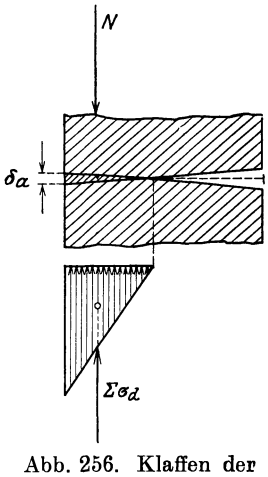


Abb. 256. Klaffen der Zugseite einer Fuge.

Abb. 257 gibt in schematischer Übersicht die Folgerungen, die sich aus diesen Voraussetzungen ergeben. Die Untersuchung erstreckt sich auf das Gewölbe für sich allein, dessen Widerlager unverrückbar starr sind (z. B. gewachsene Felswände).

Fall I/II. Die Grenzformen der Stützlinie (Max. und Min.) können den Rand nur in drei Punkten berühren. Die schematischen Figuren 1′ und 2′

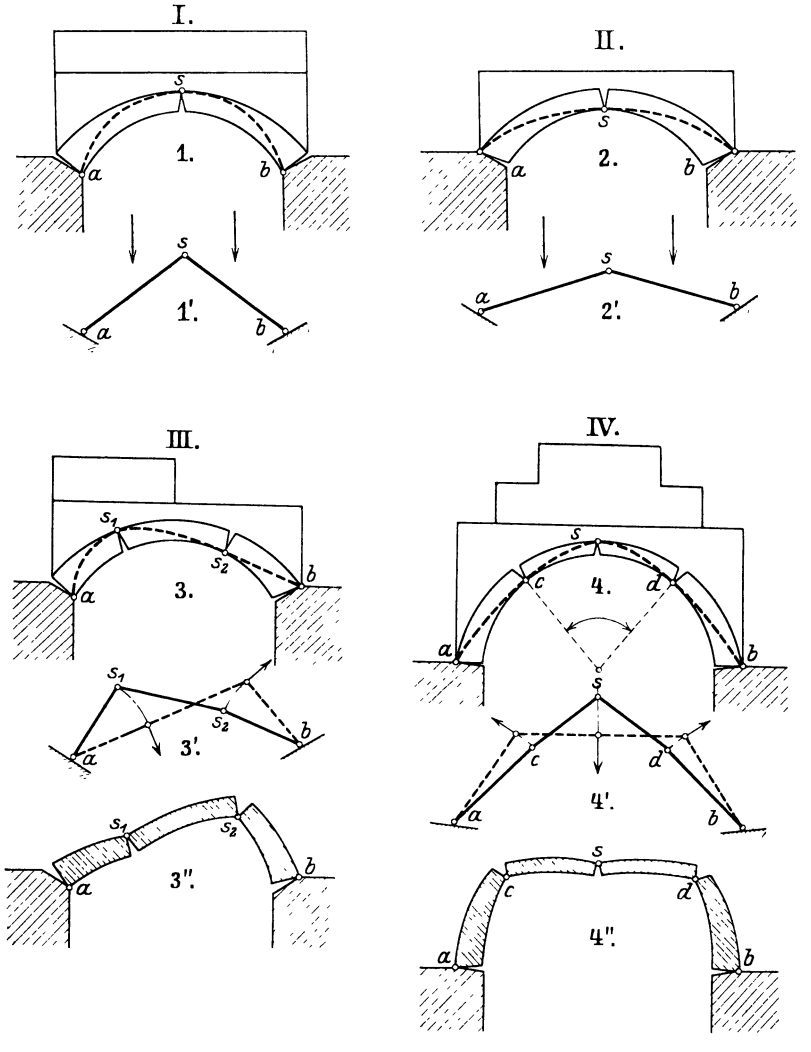


Abb. 257. Übersicht der Grenzformen der Stützlinie.

zeigen die unverschiebliche Stützung von s auf den festen Kämpferpunkten a und b. Unter den unendlich vielen Möglichkeiten der Formen zwischen den Extremen, Maximal- und Minimalstützlinie, wird eine sein, die keine Überschreitung der zulässigen Spannung hervorruft, z. B. die durch die Achspunkte gelegte Stützlinie. Selbstverständliche Voraussetzung ist, daß die Gewölbeabmessung ausreichend groß ist. Die Auftragung der beiden Grenzstützlinien hat also bei der Untersuchung eines Gewölbes für sich allein, ohne Zusammenhang mit der Untersuchung der Widerlager, keinen Sinn.

Fall III. Die Stützlinie berührt den Rand an vier Punkten. Die schematische Figur 3′ zeigt, daß das Gebilde beweglich ist und daß auch bei starren Widerlagern der Zusammenbruch nach Figur 3″ möglich ist.

Also ist die einseitige Belastung für das Gewölbe allein die gefährlichste, die in erster Linie für die Wahl der Abmessungen zugrunde zu legen ist.

Nun ist für jeden Querschnitt $m - m$ eine besondere einseitige Belastung bis zur sog. Lastscheide E_m (Abb. 258) die ungünstigste. Die Untersuchung könnte für alle für wichtig gehaltenen Querschnitte mit der jeweils ungünstigsten einseitigen Belastung wiederholt werden. Wird der allgemeine Roheitsgrad der grundlegenden Annahmen dieser Theorie, die mehr die Bezeichnung Hypothese verdient, beachtet, so wird die meist übliche Beschränkung auf eine Durchnittsuntersuchung mit einseitiger Last bis Gewölbemitte für ausreichend erachtet werden müssen. Der Verfasser ist, wie öfter betont, der Ansicht, daß jede Genauigkeitssteigerung überflüssig ist, die nicht mit der Art der Annahmen in Harmonie steht.

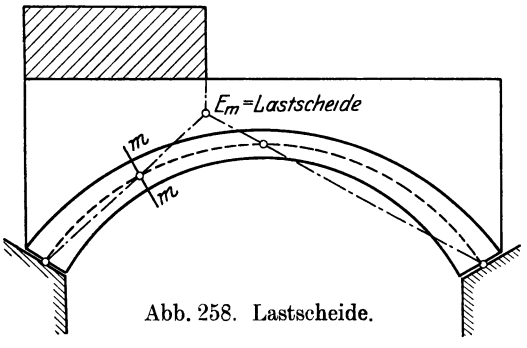


Abb. 258. Lastscheide.

Fall IV. Bei stark gekrümmten Gewölben ist auch bei symmetrischer Belastung die Berührung des Querschnittsrandes durch die Stützlinie in 5 Punkten denkbar. Dieser Fall ist in den Figuren 4 und 4′ schematisch veranschaulicht. Die Beweglichkeit ist offensichtlich, der Einsturzvorgang nach Figur 4″ zwanglos vorstellbar.

Aus diesen Gedankengängen heraus ist der Begriff der sog. „Bruchfuge“ hervorgegangen. Nur der innerhalb des Zentriwinkels $\varphi = \sim 2 \cdot 60^0$ liegende Gewölbeteil (Abb. 257, IV 4) wird als „Gewölbe“ an sich betrachtet, die anschließenden Teile werden als Widerlager behandelt. In dem Mittelstück besteht die Möglichkeit, daß symmetrische Belastung nur 3, einseitige Belastung nur 4 Berührungspunkte auftreten läßt. Damit sind für das Gewölbe dann die Dimensionierungsfragen auf die Fälle I bis III beschränkt.

Hierzu tritt noch ein sehr wichtiger Gesichtspunkt. Bis zur „Bruchfuge“ wird der Gewölberücken so flach sein, daß der Reibungswinkel zwischen Erde und Mauerwerk von rd. 30^0 noch nicht überschritten ist. Die auflagernde Erde gleitet also nicht ab, ein seitlicher Erddruck entsteht nicht, also können alle angreifenden Kräfte als senkrecht wirkend angesehen werden. Damit ist für die Durchführung der Zeichenarbeit eine ganz wesentliche Vereinfachung gewonnen, die wiederum im Hinblick auf den Annahmekomplex erwünscht und berechtigt ist.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß die Darstellung dieses Problems von allen Einzelheiten einfachster Kraftzusammensetzungen absieht. Sie werden als bekannt vorausgesetzt. Während aber der eingespannte und der Dreigelenkbogen für ihre statische Untersuchung scharf umrissene, wissenschaftlich klare Rechenmethoden zur Verfügung stellen, führt die Stützlinientheorie in ihrer üblichen und durchaus praktisch erprobten Form in das Gebiet des Schätzens und Abwägens. So einfach ihre Grundtatsachen sind, so leicht verleitet sie den unverständigen, schematisch Nachahmenden zu Trugschlüssen. Hierüber wird in dem Zusammenwirken von Gewölbe und Widerlager oder Zwischenpfeiler Weiteres ausgeführt werden.

Die Unterrichtserfahrung hat den Verfasser veranlaßt, gerade dieser so vielfach kommißmäßig behandelten Methode besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die tiefere Durchdringung dieses Problems ist eine pädagogisch wertvolle Übung für den Werdenden, da sie einfach im Rüstzeug ist, aber für eine innerlich berechtigte Anwendung stärkeres Vorstellungsvermögen erfordert.

Die Normallast $\left(g+\frac{p}{2}\right)$. Aus den obigen Ausführungen geht hervor, daß für die Dimensionierung eines Gewölbes für sich innerhalb der sog. Bruchfugen die einseitige Belastung am wichtigsten ist. Da nun die Gewölbeachse die günstigste sein wird, von der die ungünstigsten Stützlinienformen am wenigsten abweichen, so zeigt die schematische Stützlinienübersicht der Abb. 259, daß die sog. Normallast $\left(g+\frac{p}{2}\right)$ dieser Forderung am nächsten kommt.

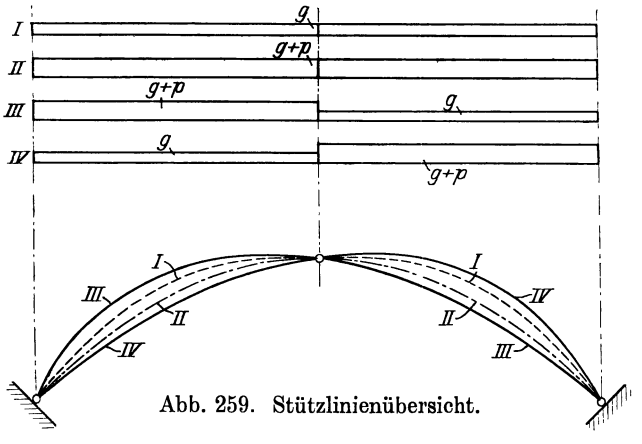


Abb. 259. Stützlinienübersicht.

Das symmetrisch mit $(g+p)$ belastete Gewölbe wird einen flacheren Kämpferdruck hervorrufen als das nur unter dem Einfluß des Eigengewichtes stehende Gewölbe. Der Abstand c der Mittelkraft Q (Abb. 260 links) muß kleiner sein als der Abstand c' der Mittelkraft G (Abb. 260 rechts). Voraussetzung dabei ist, daß die Nutz- oder Verkehrslast gleichmäßig verteilt ist, was bei der Mehrzahl der praktischen Fälle zutrifft. Also entsprechen im Schema Abb. 259 Stützlinie I der reinen Eigengewichtslast und Stützlinie II der vollen Verkehrslast. Da die Stützlinien III und IV für einseitige Belastung auf der einen Seite der Linie I, auf der anderen Seite dagegen der Linie II näher liegen, so ist durchschnittlich die Stützlinie für $g+\frac{p}{2}$ die günstigste Annahme.

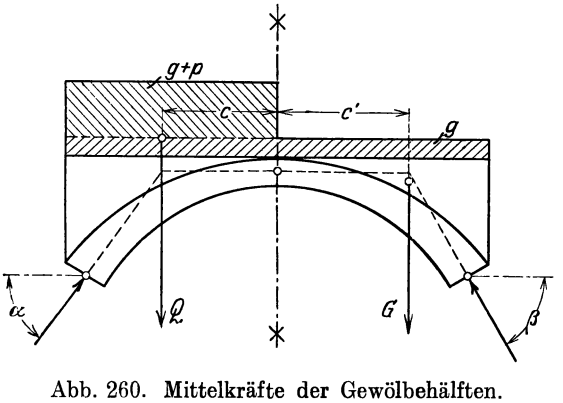


Abb. 260. Mittelkräfte der Gewölbehälften.

Daraus folgt die praktische Maßnahme, den Verlauf der Gewölbeachse möglichst der Stützlinie für $\left(g+\frac{p}{2}\right)$ anzunähern, soweit dies ohne zu weitgehende Zerlegung der Achsenkrümmung in mehrere Bögen mit verschiedenen Radien angängig ist. Diese Rücksicht auf die praktische Ausführung muß genommen werden.

Im „Betonkalender“ 1926, II S. 453 spricht sich Mörsch gegen die Wahl der „Normallast“ als Grundlage für die Bestimmung der günstigsten Bogenachse aus. Er empfiehlt, die ständige Last an Stelle der Normallast zu setzen, da die Wahl der letzteren keinerlei Vorteile für den Rechnungsgang oder die Höhe der Spannungen bietet.

Bei der praktischen Durchführung der Rechnungen nach der sog. Stützlinientheorie, die immer den Charakter von Schätzungsannahmen tragen, wird diese Methode den Anforderungen ausreichender Genauigkeit gerecht werden.

Melan hat in seinem „Brückenbau“ II. Teil 1911, S. 24 versucht, die Frage theoretisch zu behandeln und kommt zu dem Ergebnis, daß die Stützlinie aus der Normallast bei rationeller Formgebung des Gewölbes der Bogenachse zugrunde zu legen ist.

Die Aufgabe kann übrigens auf zwei Wegen gelöst werden.

1. Durch Änderung der Bogenform kann die Annäherung an die Stützlinie, die eine Funktion der Belastung ist, gesucht werden.

2. Durch Änderung der Belastung, die durch Ausbildung der Gewölbezwickel (Art des Überschüttungsmaterials, Anordnung von Hohlräumen usw.) sich erreichen läßt, kann die Annäherung der Stützlinie an die erwünschte oder aus anderen Gründen, z. B. ästhetischen Forderungen, festgelegte Bogenform gesucht werden.

Die Entscheidung liegt im Ermessen des Entwerfenden.

Damit sind, dem Rahmen des Buches angepaßt, die wesentlichsten Fingerzeige zu dem Entwurf eines Gewölbes nach den Voraussetzungen der „Stützlinientheorie“ gegeben.

4. Zwei- und Eingelenkbogen. Der eingespannte und der durch Anordnung von 3 Gelenken statisch bestimmt gemachte Bogen bilden im Massivbrückenbau die Regel. Die beiden möglichen Zwischenglieder, Zweigelenkbogen mit zwei Kämpfergelenken und Eingelenkbogen mit 1 Scheitelgelenk, kommen selten zur Ausführung. Alle Gelenke bei massiven Brücken sind teuer und schwierig auszuführen und rufen starke Reibungskräfte hervor, ihre Wirkung ist daher unvollkommen und läßt einen Vergleich mit den Vorteilen, die durch ihren Einbau bei eisernen Tragwerken zu erzielen sind, nicht zu. Bei der Zweigelenkbogenbrücke aus Eisenbeton mit und ohne Zugband liegt das Tragwerk entweder als durchgehendes Gewölbe, meist in Rippenbogenform, unter der Fahrbahn, oder in Gestalt zweier Hauptträger ganz oder teilweise über der Fahrbahn. Bei Anordnung von Bogen mit angehängter Fahrbahn entstehen dabei durch die steife Verbindung des Bogens mit der Fahrbahn bzw. dem Zugband starke Nebenspannungen, durch welche die Rechnungsgrundlagen wesentlich verändert werden, vgl. die Ausführungen in dem Buch „A. Hawranek, Nebenspannungen von Eisenbetonbogenbrücken mit besonderer Berücksichtigung der Berechnung bei räumlichem Kraftangriff mittels Einflußlinien“, Berlin 1919, Verlag W. Ernst & Sohn.

Der Zweigelenkbogen mit Zugband wird als einfach statisch unbestimmtes System berechnet, bei dem als statisch unbestimmte Größe zweckmäßig der Horizontalschub eingeführt wird. Eine wesentliche Erleichterung bringt die analytische Behandlung nach dem Verfahren von Schönhöfer, dessen Einzelheiten in der Schrift „R. Schönhöfer, Statische Untersuchung von Bogen und Wölbtragwerken nach den Grundsätzen der Elastizitätstheorie unter Anwendung des Verfahrens mit konstanten Bogengrößen“, 2. Aufl., Berlin 1911, Verlag W. Ernst & Sohn, gegeben sind.

Zwei durchgerechnete Beispiele für eine Fußgängerbrücke als Zweigelenkbogen ohne und eine Straßenüberführung als Zweigelenkbogen mit Zugband bringt das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 7. Band, S. 196 bis 218.

Einen kritischen Vergleich der Vor- und Nachteile des eingespannten Bogens sowie des Ein-, Zwei- und Dreigelenkbogens hat Dr. E. Proksch in seinem Aufsatz „Zur Anwendbarkeit des Eingelenkbogens“ in „Beton und Eisen 1925“, S. 186 gezogen. Er kommt zu dem Ergebnis, daß der Zweigelenkbogen im Massivbau einschl. des Eisenbetonbaues wegen des großen Scheitelmomentes selten wirtschaftlich sein wird, daß dagegen der Eingelenkbogen wesentliche Vorzüge besitzt und einer weit häufigeren Anwendung wert wäre, da Temperatur- und Schwindspannungen weit geringer ausfallen, der Scheitel schwächer gehalten werden kann und ein geringes Nachgeben der Widerlager belanglos ist[1]).

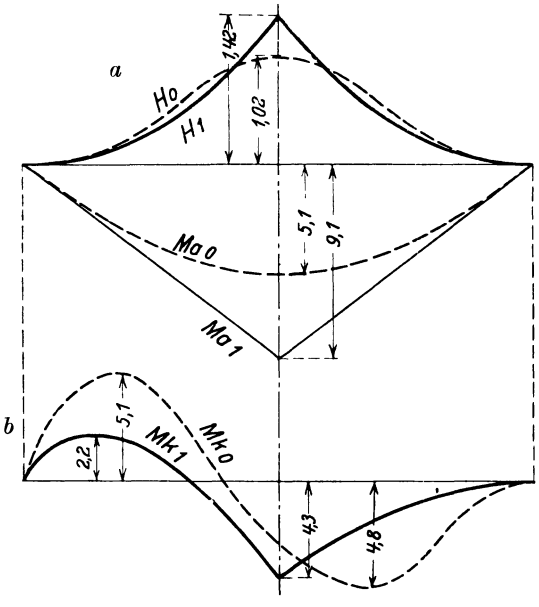


Abb. 261. Einflußlinien des Eingelenkbogens (1) und des eingespannten Bogens (0).

Aus den Einflußlinien der Abb. 261, deren Zahlenangaben dem Beispiel in der Abhandlung von E. Proksch entnommen sind, geht hervor, daß die Momentengrößtwerte beim Eingelenkbogen erheblich kleiner ausfallen als beim eingespannten Bogen.

Eine Ableitung von Spezialformeln und eine Tabelle von Einflußzahlen für Eingelenkbogen ist von Vieser gegeben[2]).

Literatur betr. Gewölbeberechnung.

A. Bücher.

Arnstein, K.: Einflußlinien statisch unbestimmter, elastisch gelagerter Tragwerke. 1. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1912.

Barkhausen, H.: Berechnung des Zweigelenkbogens und des gelenklosen Bogens auf zeichnerischem Wege unter Verwendung des Castiglianoschen Satzes für beliebige Belastung. (Doktor-Dissertation.) 1. Aufl. Hannover: Gebr. Jänecke 1912.

Baumeister, L.: Einfluß der Deformation durch die Querkräfte auf die statisch unbestimmten Reaktionen und die Spannungen beim eingespannten Bogen. 1. Aufl. Berlin: W. Geissler 1921.

Betonkalender 1925, S. 249—264: E. Mörsch, Berechnung der Gewölbe ohne Gelenk. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.

Gaber: Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. (Doktor-Dissertation.) Berlin: Julius Springer 1914.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, 1. Band, Abschnitt II, I B. 5. Aufl. Leipzig: Engelmann 1917.

Handbuch für Eisenbetonbau: I. Band, IV. Kapitel: A. Kleinlogel, Versuche mit Gewölben. I. Band, VI. Kapitel: J. Melan, Theorie des Gewölbes und des Eisenbetongewölbes im besonderen. VII. Band Abschnitt F. 3. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1921.

Hartmann, F.: Die genauere Berechnung gelenkloser Gewölbe und der Einfluß des Verlaufs der Achse und der Gewölbestärke. 2. Aufl. Leipzig u. Wien: F. Deuticke 1925.

Kaufmann, W.: Statik. (Aus „Handbibliothek für Bauingenieure“), S. 326ff. 1. Aufl. Berlin: Julius Springer 1923.

[1]) Vgl. auch Burgdorfer, E.: Der Eingelenkbogen für massive Straßenbrücken. Berlin: Julius Springer 1924.

[2]) Vieser: „Der Eingelenkbogen“, Armierter Beton 1914, S. 16 bis 19.

Keck-Hotopp: Vorträge über Elastizitätslehre. II. Teil, 3. Abschnitt, VI u. VII. 3. Aufl. Hannover: Helwing 1924.
Kirchhoff, R.: Die Statik der Bauwerke. 2. Band, IV. Abschnitt. 1. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1922.
Kögler: Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe. 1. Aufl. Berlin: Julius Springer 1913.
Mehrtens, G. C.: Vorlesungen über Ingenieur-Wissenschaften. I. Teil, 2. Band, S. 175ff. 2. Aufl. Leipzig: Engelmann 1910.
Melan, J.: Der Brückenbau. II. Band. 2. Aufl. Berlin u. Wien: F. Deuticke 1920.
Müller-Breslau, H.: Die graphische Statik der Baukonstruktionen. Band II, Abt. 2, S. 556ff. 4. Aufl. Leipzig: Baumgärtnersche Buchhandlung 1908.
— Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen, S. 119ff. bzw. S. 122ff. 3. (bzw. 4.) Aufl. Leipzig: Baumgärtnersche Buchhandlung 1904 (bzw. 1913).
Otzen, R.: Praktische Winke zum Studium der Statik, § 30, 1. 4. Aufl. München: C. W. Kreidel.
Ritter, M.: Beiträge zur Theorie und Berechnung der vollwandigen Bogenträger ohne Scheitelgelenk, insbesondere der Brückengewölbe usw. (Doktor-Dissertation.) Berlin: W. Ernst & Sohn 1909.
Rueb, B.: Der Einfluß der Längs- und Querkräfte auf statisch unbestimmte Bogen und Rahmen-Tragwerke. (Doktor-Dissertation.) Berlin: W. Ernst & Sohn 1914.
Schaechterle, K. W.: Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1914.
Schönhöfer, R.: Statische Untersuchung von Bögen und Wölbtragwerken in Stein, Eisen, Beton oder Eisenbeton nach den Grundsätzen der Elastizitätstheorie. 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1911.
Strassner, A.: Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger. 2. Band, II. bis IV. Abschnitt. 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1921.
Strukel, M.: Der Brückenbau. II. Teil, Abschnitt „Gewölbte Brücken". Leipzig: A. Twietmeyer 1913.
Tolkmitt-Laskus: Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken. 3. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1912.
Weyrauch, J.: Elastische Bogenträger. 3. Aufl. Stuttgart: Conrad Wittwer 1911.
Zimmermann, K.: Der Dreigelenkbogen aus Stein, Beton und Eisenbeton. 1. Aufl. Stuttgart: Deutsche Verlagsanstalt 1909.

B. Zeitschriftenaufsätze

Müller-Breslau, H.: Elastizitätslehre der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe Z. Bauw. 1886.
Mörsch, E.: Berechnung der eingespannten Gewölbe. (Sonderdruck, 2. Aufl., Zürich 1907.) Schweiz. Bauzg. Nr. 7 u. 8. 1906.
Jirasek, F.: Berechnung der eingespannten Gewölbe. Dt. Bauzg. (Zementbeilage S. 86). 1907.
Sor, P.: Vereinfachte Berechnung von eingespannten Gewölben nach der Elastizitätstheorie. Beton Eisen S. 268. 1909 u. S. 125. 1911.
Burghardt, A.: Berechnung der eingespannten Gewölbe. Beton Eisen S. 103. 1910.
Vlachos, Chr.: Zeichnerisches Verfahren zur Ermittelung der Einflußlinien des eingespannten Bogens. Beton Eisen S. 38 u. 53. 1911.
Baumstark, F.: Beitrag zur Berechnung eingespannter Bögen. Beton EIsen S. 60, 128, 153. 1911.
Widhalm, Näherungsweise Berechnung des flachen eingespannten Bogens für Einzellasten. Beton Eisen S. 389. 1912.
Strassner, A.: Zur Berechnung des gelenklosen Bogens (Näherungsverfahren). Beton Eisen S. 219. 1914.
— Untersuchung über die Zulässigkeit der Annahme der Gewölbeachse als Parabel bei der Berechnung von Brückengewölben. Beton Eisen S. 192. 1917.
Hawranek, A.: Berechnung von Bogenbrücken bei räumlichem Kraftangriff. Beton Eisen S. 94, 120, 139, 160, 174, 191. 1918.
Neumann, G.: Bogenform und Momentenbild. Beton Eisen S. 189, 200, 268. 1922.
Proksch, E.: Anwendungsmöglichkeit des Stampfbetons bei gewölbten Tragwerken. Beton Eisen S. 29 u. 69. 1923.
— Beitrag zur Querschnittsbemessung der Betongewölbe. Beton Eisen S. 85 u. 100. 1923.
— Der Einfluß elastischer Widerlager auf den eingespannten Bogen. Beton Eisen S. 145 1923.

Ostenfeld, A.: Die günstigste Bogenform für statisch unbestimmte Bögen. Beton Eisen S. 175 u. 186. 1923.
Proksch, E.: Verfahren zum Aufsuchen der Bogenlinie gleicher Anstrengungen. Beton Eisen S. 33. 1924.
Craemer: Der Einfluß einseitig verschieden schwerer Hinterfüllung auf elastische Gewölbe. Beton Eisen S. 306. 1924.
v. Bülow: Analytische Untersuchung von nach der Stützlinie geformten Bauwerken mit senkrechter und wagerechter Erdbelastung. Beton Eisen S. 236. 1924.
Proksch, E.: Zur Anwendbarkeit des Eingelenkbogens. Beton Eisen S. 186. 1925.
Troche, A.: Der Horizontalschub kreisförmiger Zweigelenkbogen. Beton Eisen S. 133 u. 147. 1925.
Kögler, F.: Beitrag zur Lehre vom elastischen Bogen. Vereinfachte Einflußlinien für beiderseits eingespannte, parabelförmige Bogen. Zentralbl. Bauverw. S. 637. 1911.
— Über Einflußpläne. Zentralbl. Bauverw. S. 286. 1912.
Pohl, K.: Beitrag zur statischen Berechnung von Bogenbrücken als räumliche Fachwerke. Die Bautechnik. S. 111. 1923.
Fritsche, J.: Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. Die Bautechnik. S. 483 bis 485. 1925.
Neumann, H.: Neues Verfahren zur vereinfachten und scharfen Berechnung eingespannter Gewölbe und Balken. Armierter Beton S. 226 u. 242. 1917.
Kunze, W.: Beobachtungen bei der statischen Untersuchung eines eingespannten Eisenbetongewölbes. Armierter Beton S. 65. 1918.
Vinzenz, J.: Direkte Ermittlung der Momenteneinflußlinien des eingespannten Bogens. Armierter Beton S. 309. 1919.
Kunze, W.: Beitrag zur Formgebung der Gewölbe, mit Tabellen zur Vorausberechnung der größten Randspannungen. Bauing S. 75. 1920.
Wanke, J.: Beitrag zur Bestimmung der Eigengewichtsspannungen von Bogenträgern. Bauing. S. 445. 1920.
Kasarnowsky, S.: Zur Statik eingespannter Gewölbe. Bauing. S. 366. 1924.
Melan, J.: Der biegsame eingespannte Bogen. Bauing. S. 143. 1925.
Troche, A.: Der Einfluß der Temperatur auf den Horizontalschub parabolischer Zweigelenkbogen. Bauing. S. 540. 1925.
Enyedi, B.: Beitrag zur Berechnung des eingespannten Bogenträgers auf Grund der Elastizitätstheorie. Eisenbau S. 34. 1921.

III. Widerlager. Um das Widerlager einer gewölbten Brücke nach den Voraussetzungen der Stützlinientheorie planvoll zu gestalten, müssen zunächst folgende Hauptgesichtspunkte beachtet werden:

Die Wirkung des Gewölbes im Kämpfer unter den ungünstigsten Belastungsarten wird im horizontalen Sinne durch die einzelnen Schübe gekennzeichnet, die von wechselnder Größe an verschiedenen Stellen des Kämpfers auftreten können.

Umgekehrt wirkt im wagerechten Sinne der Erddruck auf das Widerlager. Sein Größtwert entsteht, wenn die Überschüttung belastet ist, sein Kleinstwert bei fehlender Belastung.

Für die Standfestigkeit — nicht die Unzerstörbarkeit — des Widerlagers kommt der Spannungszustand in der Fundamentsohle in Betracht.

Um einen Überblick über das Verhältnis von angreifenden und widerstehenden Kräften zu gewinnen, sind die folgenden statischen Werte zu ermitteln (Abb. 262, S. 319):

Gewölbe: Die Horizontalschübe

I. H_{max} für ständige Last,
II. H_{min} für gleichmäßige Vollbelastung,
III. H für anliegende einseitige Last,
IV. H' für gegenüberliegende einseitige Last.

Erddruck für die Höhe bis zur Fundamentsohle

I. E_h^g für ständige Last,
II. E_h^q für Vollbelastung.

Die Größen der Schübe sind aus der Gewölbeuntersuchung bekannt.

Die Erddrücke können überschläglich nach einfachsten Methoden (s. S. 22) ermittelt werden.

Je nach Überwiegen der Größen

a) H_{min} über E_h^g oder von b) E_h^g über H_{max} treten die beiden in Abb. 263a und b schematisch dargestellten Gefahren auf.

Zu a). Bei flachen, weitgespannten Gewölben auf niedrigen Widerlagern ist das Überwiegen des Angriffes von innen nach außen offensichtlich. Daher ist im wirtschaftlichen Interesse mit der geringsten, nach der Stützlinientheorie zulässigen Schubgröße, d. h. H_{min} für den ungünstigsten Fall der Vollbelastung zu rechnen.

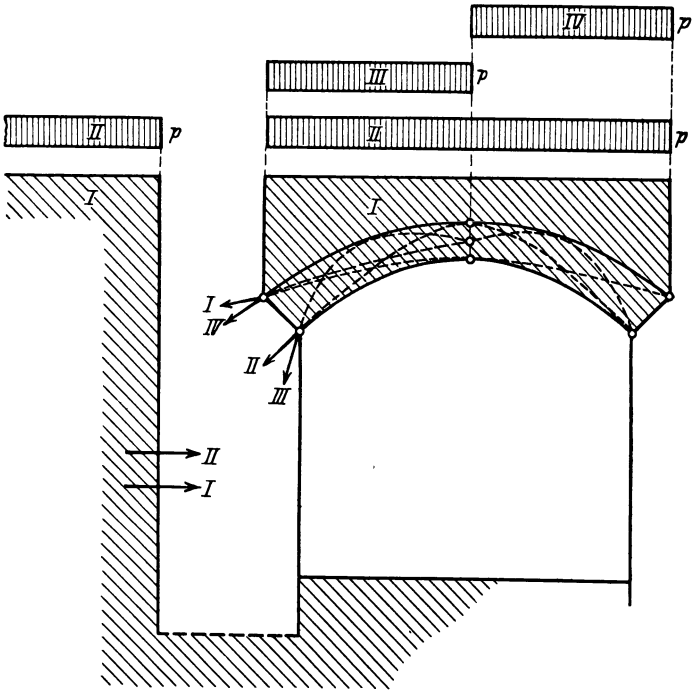


Abb. 262. Untersuchung eines Widerlagers.

Zu b). Bei hohen Widerlagern und kleinen oder stark gekrümmten Gewölben ist das Überwiegen des Angriffes von außen nach innen leicht denkbar. Daher ist im wirtschaftlichen Sinne mit dem größten, nach der Stützlinientheorie zulässigen Schubwert, d. h. H_{max} für den nunmehr ungünstigsten Fall des Gewölbes ohne Verkehrslast zu rechnen.

Zwischen diesen Grenzfällen bilden zahlreiche Bauwerksformen ein Übergangsstadium, bei denen der Unterschied ΔH (s. Abb. 264) zwischen den Horizontalkomponenten des Erddruckes und den Gewölbeschüben gering ist.

Das Widerlager selbst mit den überlagernden Gewichten der Erdschüttung und Verkehrslast bringt nur senkrechte Lastwirkungen.

Im Falle a) wird also diese senkrechte Last nach außen, im Falle b) nach innen abgelenkt. Die Mittelkraft R, die auf die Fundamentsohle wirkt, wird in jedem dieser beiden Richtungssinne dann infolge der Beweglichkeit der Verkehrslast in gewissen Grenzen hin und her pendeln.

In den Fällen des erwähnten Übergangsstadiums wird dies Pendeln etwa um eine senkrechte Achse erfolgen. Die Vorgänge sind schematisch in Abb. 264c dargestellt.

Nachdem die Erkenntnis über den wagerechten Kräfteausgleich gewonnen ist, muß die Breite der Fundamentsohle schätzungsweise bestimmt werden.

Das Mindestmaß ist festgelegt durch die Forderung, daß das gesamte Gewicht des Bauwerks einschließlich Auflast bei zentralem Angriff der Mittelkraft in der Fundamentsohle gerade die zulässige Bodenpressung hervorruft.

Da nun die Mittelkraft notwendig hin und her pendeln muß, so ist dies Mindestmaß nicht ausreichend. Für die erste rohe Formgebung wird daher praktisch — je nach dem Genauigkeitsgrad der bisherigen Schätzungswerte, die erforderliche Abmessung auf Grund einer verringerten zulässigen Bodenpressung bestimmt werden müssen.

Empfohlen werden Annahmen zwischen $^1/_2$ und $^2/_3\,\sigma_{zul}$. Dabei ist das Gewicht des Widerlagers einschließlich der darüber lagernden Schüttmasse proportional der Höhe

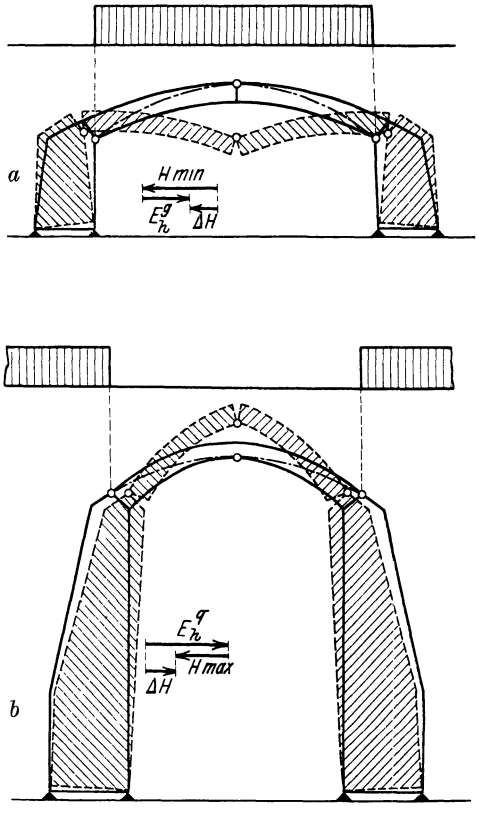


Abb. 263. Zerstörungsgefahren des Gewölbes.

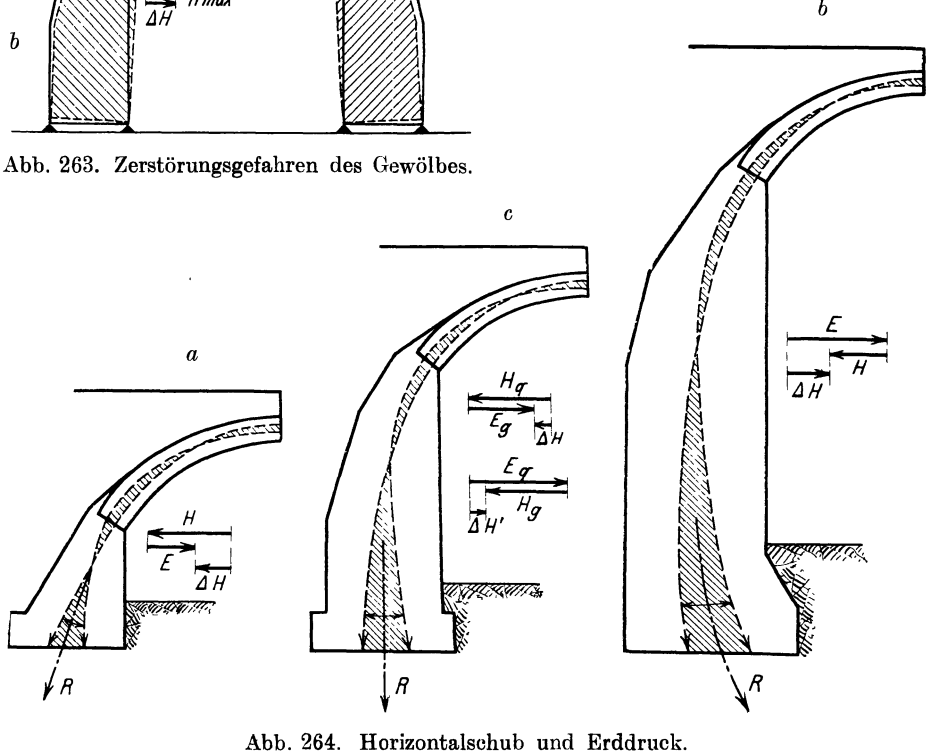


Abb. 264. Horizontalschub und Erddruck.

und dem Raumgewicht. Wird dieses z. B. zunächst durchschnittlich zu 2 t/m³ angenommen, so bedeutet jeder m Höhe eine Bodenpressung von 2000 kg/m² oder 0,2 kg/cm².

Schärfer lassen sich die Richtlinien für eine sachgemäße Gestaltung der Widerlagerform nicht fassen. Hier setzt das bildnerische Können des Entwerfenden ein. Der Unerfahrene wird öfter probieren müssen als der gereifte

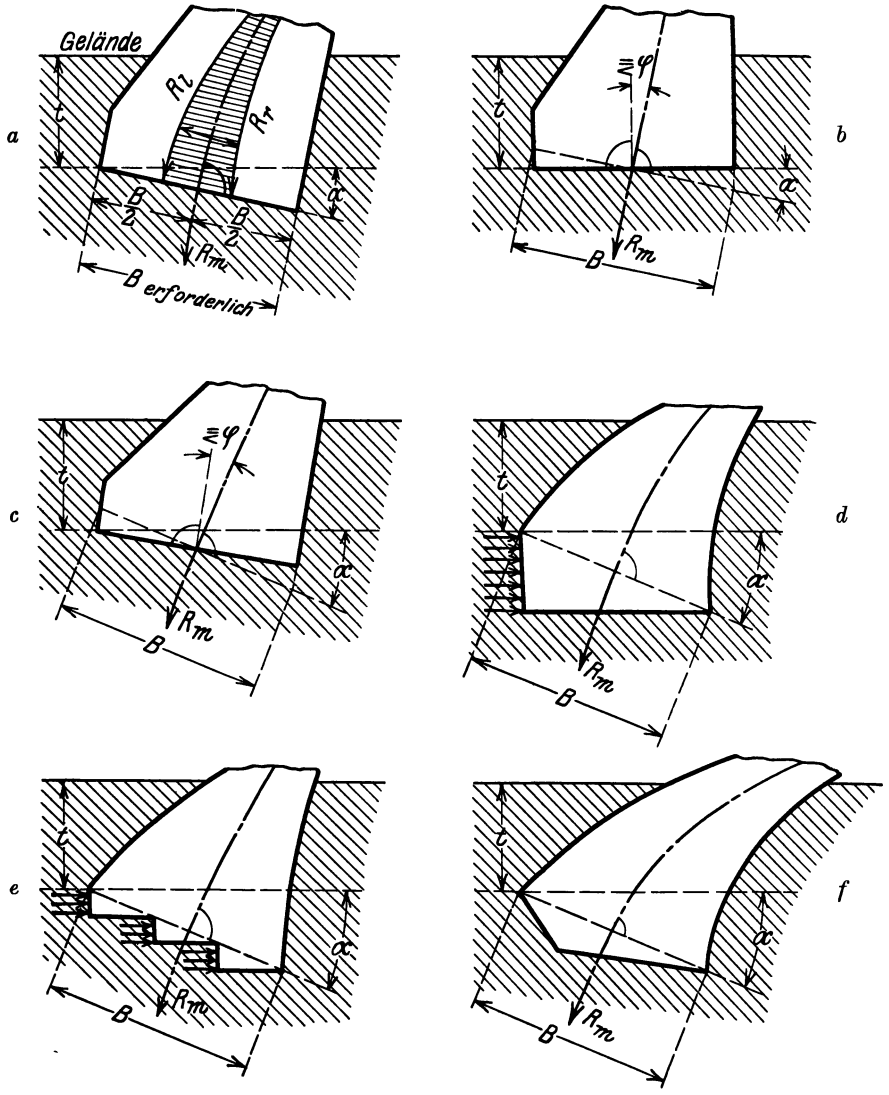


Abb. 265. Ausbildung der Fundamentsohle.

Ingenieur. Am förderlichsten ist aber die gründliche Erziehung zum plastischen Empfinden. Hemmend wirkt stets das Kleben an Formelwerten oder Vorbildern von ausgeführten ähnlichen Bauwerken.

Sind die rohen Hauptabmessungen des Widerlagers gefunden, so ist über die feinere Ausbildung im einzelnen folgendes zu sagen:

Die grundsätzliche Voraussetzung für die Bearbeitung des Themas in diesem Bande ist die Annahme festen Baugrundes in einer durch einfachen Bodenaushub erreichbaren Tiefe.

Die Fundamentsohle ist so anzuordnen, daß sie, auch bei Schräglage, mit dem höchsten Punkt eine gegen Zufälligkeiten gesicherte, frostfreie Tiefe t erreicht (Abb. 265).

Maßgeblich für die Gestaltung ist das in Abb. 265a veranschaulichte Pendelgebiet der Mittelkraft. Die Sohle liegt am besten senkrecht zur Achse des Pendelgebietes R_m. Von ihr aus ist die erforderliche Breite symmetrisch anzutragen.

Für die praktische Ausführung wird das Bestreben bestehen, die Sohle möglichst wagerecht anzuordnen. Bis zur Grenze eines vorsichtig zu bemessenden Reibungswinkels φ zwischen Erde und Mauerwerk wird die wagerechte Anordnung der Sohle berechtigt sein (Abb. 265b). Auch bei stärkerer Neigung der zentralen Mittelkraft R_m (Abb. 265c) wird die Schräglage um den Reibungswinkel φ der Wagerechten zugeneigt werden dürfen. Besteht aus örtlichen Gründen der Wunsch, die Sohle wagerecht zu legen, so ergibt sich eine Ausführungsform nach Abb. 265d. Voraussetzung für die Zulässigkeit ist, daß der Anteil von Horizontalschub, den die Reibung nunmehr nicht mehr aufnehmen kann, von dem Gegendruck auf den senkrechten Wandteil aufgenommen wird. Die Form d hat den Charakter einer pädagogisch zu wertenden Übergangsform. Für die praktische Ausführung wird sie kaum in Frage kommen.

Im Sandboden z. B., in dem die unvermeidliche Vermehrung des Bodenaushubes nicht stark ins Gewicht fällt, wird der passive Erddruck nur unter besonderen Umständen zum Kräfteausgleich herangezogen werden dürfen (s. S. 37). Im Felsboden dagegen wird der Aushub zu teuer werden.

Daher entsteht die Ausführungsform e, die besonders bei sehr großen Widerlagerbreiten gewählt werden wird.

Innerhalb dieser systematischen Formenreihe sind beliebige Übergangsformen denkbar und ausführbar, wie in Abb. 265f schematisch angedeutet ist.

Hinsichtlich der Beanspruchung der Teilflächen wird auf die Melan'sche Darstellung (der Brückenbau, II, S. 275) verwiesen:

„Die Druckverteilung auf eine derart gebrochene Fundamentfläche ist nur auf Grund mehr oder weniger willkürlicher Annahmen zu bestimmen. Wird beispielsweise vorausgesetzt, daß das Widerlager (Abb. 266) beim Ausweichen des Bodens keine Verdrehung, sondern nur eine Verschiebung erfährt, so bedingt dies eine gleichmäßige Verteilung des Druckes in den Flächen AB und BC. Die Kraft R würde sich sonach in zwei Seitenkräfte R_1 und R_2 zerlegen, die durch die Mitten der Flächen AB und BC gehen und die auf letztere entfallenden Drücke vorstellen. Da die Zerlegung der Kraft R dabei immer noch in unendlich vielfacher Art vorgenommen werden kann, so ist die Lösung der Aufgabe hierdurch noch nicht eindeutig bestimmt.

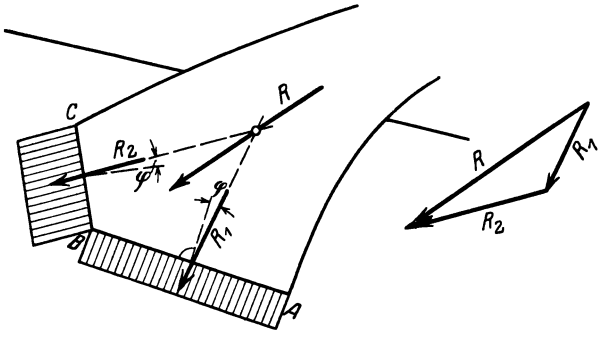


Abb. 266. Druckverteilung bei gebrochener Fundamentsohle.

Man könnte nun zwar einen gewissen Betrag der Reibung an einer der Flächen annehmen und dadurch die Richtung der Teilkräfte R_1 und R_2 festlegen, erhält damit aber nur willkürliche Lösungen. Es ist überdies gar nicht wahrscheinlich, daß sich der Druck in den Flächen AB und BC gleichmäßig verteilt und daß die Kräfte R_1 und R_2 durch die Mitten dieser Flächen hindurchgehen. Die Aufgabe bleibt sonach in ihrer Lösung sehr unsicher, und es empfiehlt sich, mit den ungünstigsten Annahmen etwa so zu rechnen, daß entweder ein gewisser größter zulässiger Druck pro Flächeneinheit an der Rückenfläche angenommen und damit der Druck R_1 auf die Bodenfläche und dessen Reibungskomponente bestimmt wird oder daß man unter Annahme der maximalen Reibung in der Fläche AB den Druck auf die Rückenfläche BC berechnet."

Die Festlegung der Hauptabmessungen der Widerlager nach den oben geschilderten Voraussetzungen liefert die Grundform, die sich organisch um das zentrale Band der Mittelkraftslinien herumlegt. Dabei erweitert sich naturgemäß der im Gewölbe hochbeanspruchte Querschnitt zur Fundamentsohle, deren Abmessungen eine Funktion der meist relativ niedrigen Bodenpressung sind.

Das Bauwerk stellt sich als ein einheitliches Gewölbemauerwerk dar, bei dem von einer bestimmten Tiefe an der Einfluß des Erddruckes mit in Rechnung gestellt wird. Im allgemeinen wird die Annahme der „Kämpfer", d. h. die Trennung zwischen Gewölbe und Widerlager mit der Begrenzungslinie der Erddruckberücksichtigung zusammenfallen.

Die oben erwähnte Gepflogenheit, für das Gewölbegebiet zunächst den Zentriwinkel von 120^0 einzusetzen, ist rein empirisch zu werten und kann nur für überschlägliche Ermittelungen gelten.

Wird größere Annäherung der Rechnung an die tatsächlichen Vorgänge gefordert, so muß die als „Kämpfer" zu behandelnde Schnittstelle dorthin verlegt werden, wo eine Einspannung hohen Grades mit Sicherheit erwartet werden kann. Dies kann erst eintreten, wenn die Formänderungen des als „Widerlager" bezeichneten Mauerwerkklotzes gegenüber denen des Gewölbes plötzlich (z. B. beim Standwiderlager) oder sehr schnell infolge starker Verbreiterung abnehmen.

Die erste Grundform des Widerlagers muß oder kann aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen noch weitere Veränderungen erfahren.

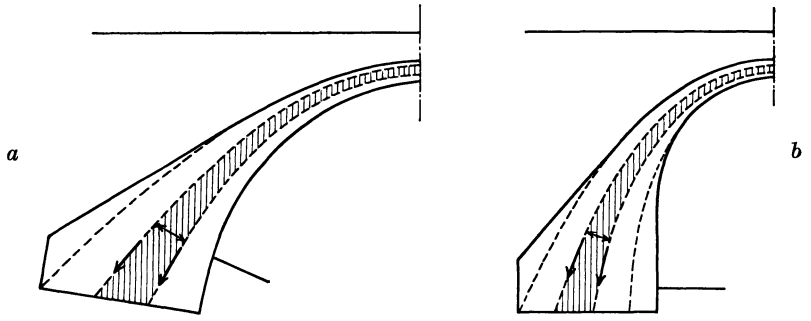


Abb. 267. Ausbildung der Vorder- und Rückenfläche.

Die Notwendigkeit, spitze Winkel in der Ausführung zu vermeiden, führt zu Verstärkungen, wie sie auf der Rückenfläche der schematischen Bauwerksschnitte Abb. 267a und b angedeutet sind. Auf der Innenseite kann nach Abb. 267b eine senkrechte Begrenzung praktisch oder verkehrstechnisch erwünscht sein.

Bei der statischen Untersuchung werden zweckmäßig die Gewichte dieser nachträglich vorn zugefügten Massen bei *b* außer Berücksichtigung bleiben.

IV. Stirnmauer. Als „Stirnmauer" im engsten Sinne wird der zwischen den Gewölbekämpfern liegende Teil des die Fahrbahn abschließenden Mauerwerks bezeichnet. Konstruktiv ist dieser Bauwerksteil als „Stützmauer" zu behandeln; die auf S. 257ff. gegebenen Richtlinien sind daher maßgeblich. Dabei ist aber zu beachten, daß die Aufteilung in Mauerstücke von einer Einheitsbreite in der Längsrichtung aus folgenden Gründen nicht sachgemäß ist.

Die Stirnmauern sind verhältnismäßig kurz und haben entsprechend dem gekrümmten Verlauf des Gewölberückens eine stetig wechselnde Höhe. Die

Gefahr des Abschiebens oder Umkantens kommt nur für das geschlossene Mauerwerksstück in Frage. Daher ist für die Ermittlung der erforderlichen Abmessungen eine mittlere Höhe h und nicht der Größtwert h_{max} zugrunde zu legen (Abb. 268).

Für die weitere Ausbildung ist zunächst die Breite der Abdeckplatte maßgeblich. Die Rückenfläche erhält eine durchgehende Neigung $1:n$, die nach Erreichen der statisch für die mittlere Höhe h (Abb. 268) errechneten Breite b in die senkrechte Lage übergeht. Durch diese Anordnung wird eine verhältnismäßig einfache Grundrißlösung erreicht und die Ausführung auf der Baustelle erleichtert. Der Zwickel zwischen Stirnmauer und Gewölberücken erhält im Hinblick auf die Wasserabführung (s. S. 368) zweckmäßig eine Ausgleichung.

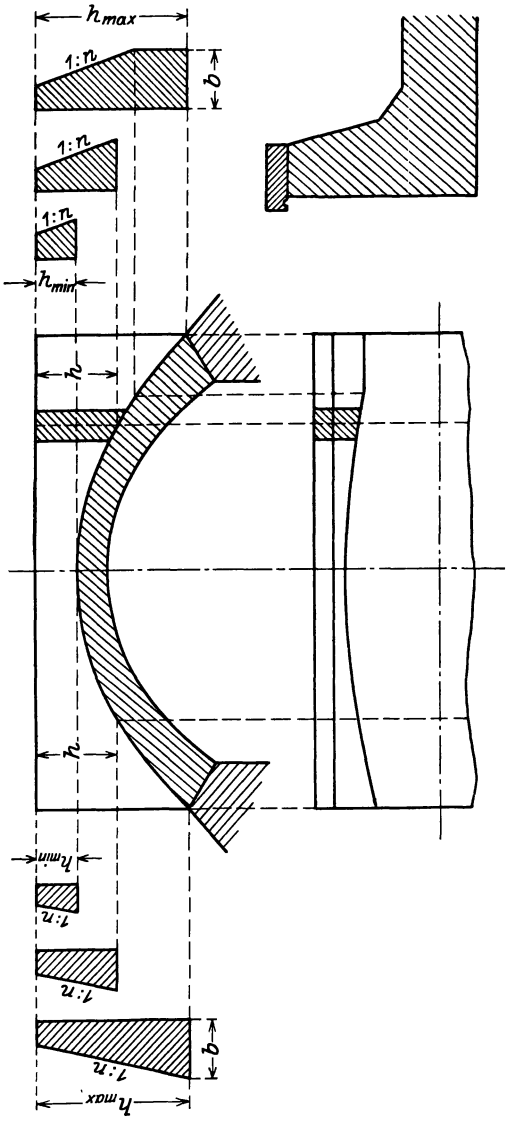


Abb. 268. Ausbildung der Stirnmauer.

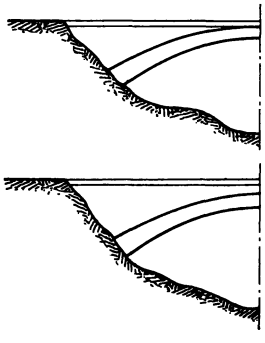


Abb. 269. Höhenlage der Abdeckplatte.

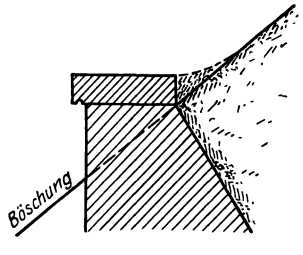


Abb. 270. Anordnung der Abdeckplatte.

Aus ästhetischen Gründen sollte die Abdeckplatte nie tangential an das Gewölbe herangeführt (Abb. 269), sondern um ein angemessenes Stück höher gelegt werden. Liegt über der Stirnmauer noch Böschung (s. Abb. 185, S. 271), so sollte die Abdeckplatte nach Maßgabe der Abb. 270 ganz frei von dem Erdkörper bleiben.

V. Flügel. Bei der statischen Berechnung der Flügel in allen Formen liegt ebenso wie bei den Stirnmauern die Tatsache vor, daß die Standsicherheit des ganzen Bauwerksteiles bei der üblichen Methode des Herausschneidens

eines Streifens noch von anderen Faktoren beeinflußt wird, als dies beim freistehend gedachten Streifen der Fall ist. Die wirklichen Beanspruchungen sind meist geringer als die angenommenen. Wenn dies in einigen Fällen auch in den Kauf zu nehmen ist, so darf diese Auffassung nicht kritiklos auf alle Querschnitte übertragen werden, sondern es sind vermittelnde Annahmen zugrunde zu legen.

a) Parallelflügel. Die Betrachtung der Grundrißform eines Widerlagers mit anschließenden Parallelflügeln läßt erkennen, daß in allen Fällen, in denen die Außenkante des Widerlagers höher beansprucht ist als die Innenkante (Pendeln der Mittelkraft nach außen, s. S. 319), an der Verbindungsstelle schroffe Spannungswechsel auftreten müssen. Daher sind scharfe Querschnittsänderungen durch Abschrägungen auszugleichen (Abbildung 271).

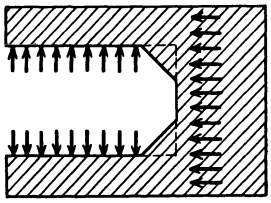


Abb. 271. Widerlager mit Parallelflügel.

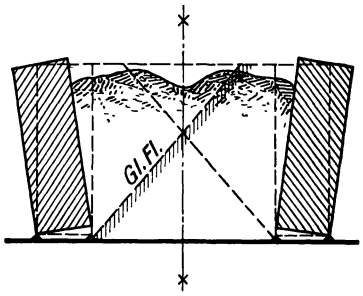


Abb. 272. Wirkung des Erddrucks auf Parallelflügel.

Wenn die Parallelflügel paarweise auftreten, was häufig geschieht, so ist die Wirkung des Erddruckes wie folgt zu beurteilen.

Die theoretische Annahme völlig gleicher Verhältnisse auf beiden Seiten muß zu dem in Abb. 272 schematisch dargestellten Einsturzvorgang führen. Die Auffassung, daß infolge dieser symmetrischen Bewegung auf jede Seite nur die Hälfte der gesamten Erde zur Wirkung käme, ist naturgemäß verkehrt und bedeutet meist viel zu günstige Annahmen. Die Bewegung links beginnt unter voller Auswirkung der schraffierten Gleitfläche, während der Körper rechts seinerseits die ganze Reaktionskraft aufnehmen muß, und umgekehrt.

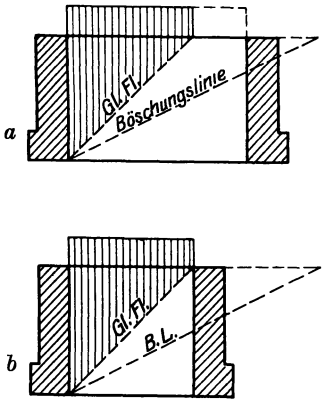


Abb. 273. Lage der Gleitfläche.

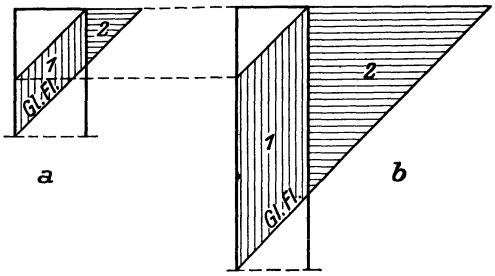


Abb. 274. Nahestehende Parallelflügel.

Solange die Flügelwände so weit voneinander entfernt sind, daß die Gleitflächen ungestört bleiben (Abb. 273a und b), sind die normalen theoretischen Grundlagen noch gültig. Bei weiterer Annäherung wird die übliche Erddruckberechnung aber zu ungünstig. Sie ist dann nur für den oberen Teil zutreffend. Weiter nach unten hin wird die Größe des Erddruckes durch das Hineinragen der starren Mauer in das Erdreich oberhalb der Gleitfläche vermindert. Der Versuch, die Abnahme auf Grund der allgemeinen theoretischen Annahmen gesetzmäßig festzulegen, erscheint im Hinblick auf den ganzen An-

nahmenkomplex gekünstelt[1]). Da mit wachsender Tiefe und Erddruckgröße sich auch der Einfluß der unwirksamen Flächen (Abb. 274, Fläche 2) gegenüber den wirksamen Flächen 1 vergrößert, so wird die vereinfachende Annahme für ausreichend zuverlässig gehalten, daß sich im unteren Teil der Erddruck nicht mehr wesentlich ändert.

Andrerseits ist zu beachten, daß Einflüsse vorhanden sind, die sich der rechnerischen Erfassung entziehen. Je enger die Wände stehen, je unsicherer daher die Erddruckannahmen sind, um so größer wird die Gefahr, daß das Erdreich durch Stampfen bei der Hinterfüllung oder durch Erschütterungen infolge der Verkehrslast in einen inneren Spannungszustand gerät. Der wirkliche Erddruck ist also größer als der errechnete, denn ein Ausgleich der Spannungen, wie im unbegrenzten Erdkörper, ist nicht möglich. Erfolgt der Ausgleich durch ein Nachgeben der Mauern, so kann eine Wiederholung der Spannungsbildung allmählich die Gefahr vergrößern[2]).

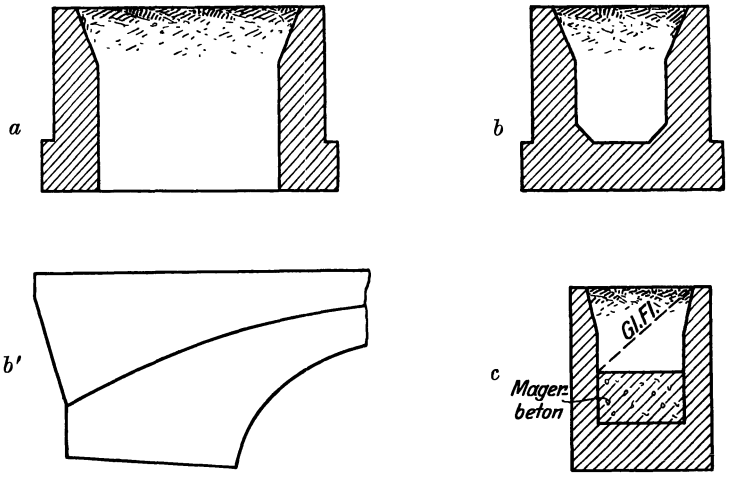


Abb. 275. Gründung der Parallelflügel.

Weit auseinander liegende Flügel erhalten getrennte Fundamente (Abb. 275a). Bei Nahestellung ist eine gemeinsame Grundplatte vorzuziehen (Abb. 275b), ein Fall, der bei der Anordnung nach Abb. 275b′ von selber gegeben ist.

Die Unsicherheit der Kräfteermittelung fällt fort, wenn nach Abb. 275c der untere Teil des Zwischenraumes mit Magerbeton ausgefüllt wird. Dadurch wird an Wandstärke gespart. Das Mischungsverhältnis des Füllbetons kann sehr niedrig gehalten werden (1 : 15 bis 1 : 20), denn das Bindemittel hat nur die Aufgabe, die Beweglichkeit der Einzelkörner gegeneinander zu verhindern. Nennenswerte Festigkeiten sind nicht erforderlich.

Die Verankerung der Flügel untereinander ist zwar ein unmittelbar wirkendes Hilfsmittel, nachteilig ist aber das Fehlen einer Prüfungs- und Unterhaltungsmöglichkeit und die Bildung von Hohlräumen beim Setzen des Hinterfüllungsbodens. Die Wahl von Füllbeton ist für ein massives Bauwerk die harmonischere Lösung.

Ein Bauwerk mit Parallelflügeln zeigt das Lichtbild Abb. 276.

---

[1]) Literaturangaben hierüber siehe Aufsatz Schroeter, A.: Erddruck auf Parallelflügel, Bautechnik S. 605/606, 1925.

[2]) Vgl. Petersen: Erddruck auf Stützmauern, 1924, S. 26.

Abb. 276, Brücke mit Parallelflügeln.

b) **Winkelflügel.** Der Winkelflügel stellt eine Übergangskonstruktion dar zwischen dem Parallel- und dem senkrechten Flügel. Die Wahl des Winkels α nach Maßgabe von Abb. 277 ist weniger von wirtschaftlich-technischen als in erster Linie von verkehrstechnischen und ästhetischen Gesichtspunkten abhängig. Die Einführung des unteren Verkehrsweges in den Engpaß der Unterführung — namentlich von Parallelwegen aus — verlangt Übersichtlichkeit und möglichste Beschränkung der Längenausdehnung der größten Ein-

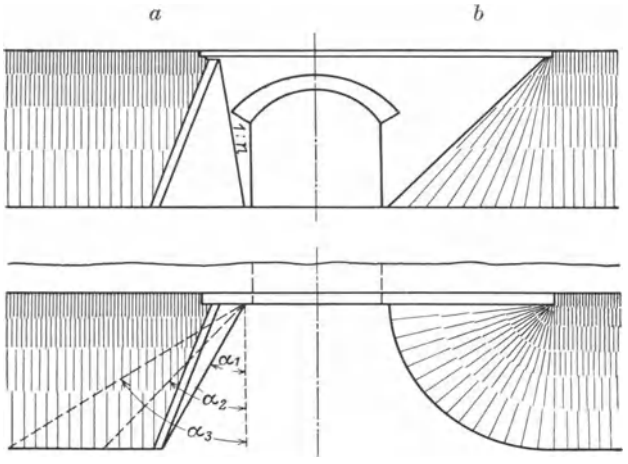


Abb. 277. Winkel- und Parallelflügel.

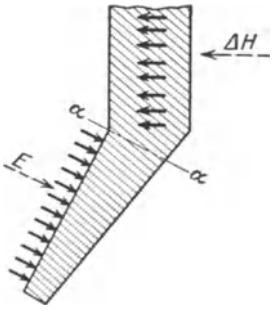


Abb. 278. Winkelflügel.

engung. Mit dem Anwachsen des Winkels α wächst die Flügellänge sehr schnell zu Abmessungen, die sich wirtschaftlich mit Rücksicht auf die erwähnten Vorzüge nicht mehr rechtfertigen lassen. Als sachliche Grenze für die Winkelgröße kann der Wert $\operatorname{tg}\alpha = {}^1/_2$ angenommen werden.

Die klare Loslösung des Flügels vom Gewölbemauerwerk und die Befriedigung ästhetischer Forderungen führen zur Anordnung eines Anlaufes $1:n$ der Vorderfläche (Abb. 277). Die Lösung ist um so mehr empfehlenswert, als sie zugleich statisch günstig wirkt.

Die Querschnittsausbildung geschieht nach den für die Konstruktion der Stützmauern gegebenen Regeln (s. S. 257 ff.). Der Schnitt $\alpha - \alpha$ (Abb. 278) wird

für die Bemessung des Flügelanschlusses zugrunde gelegt. Diese sehr ungünstige Annahme ist erwünscht, weil, ähnlich wie beim Parallelflügel, an dieser Stelle meist schroffe Spannungswechsel auftreten, die zu Rißbildung Veranlassung geben können.

Für die Ausgestaltung des Flügelendes sind folgende Erwägungen zweckdienlich. Der glatte Einlauf der schrägen Abdeckplatte in den Boden wirkt häßlich und gibt zu Verschmutzung Anlaß (s. Abb. 234, S. 296). Der Flügel ist besser in angemessener Höhe senkrecht abzuschneiden, so daß ein kleiner Böschungskegel entsteht. Für die Vorderfläche sind der Anlauf und die Fundamentvorsprünge des Anschlußquerschnittes maßgeblich, wie dies in

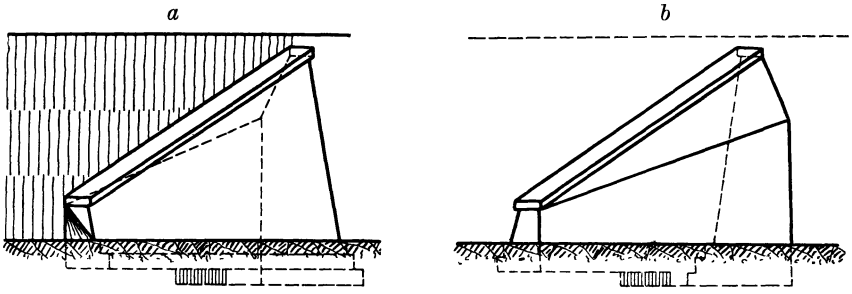


Abb. 279. Vorderfläche und Hinterwand des Flügels.

Abb. 279a angedeutet ist. Eine geringere Gründungstiefe für das Flügelende kann zulässig erscheinen.

Die Hinterwand des Flügels sollte in der Flächenbehandlung so einfach wie möglich sein. Der Endquerschnitt wird immer ohne obere Schräge standsicher zu gestalten sein. Daraus folgt dann die in Abb. 279b veranschaulichte leicht auszuführende Form.

Für den modernen Ingenieurbau kommen Flügelmauern aus Ziegeln mit ihrem verwickelten Verband oder gar aus Werksteinen nicht mehr oft in Frage. Der plastische Beton und das ihm nahestehende Bruchsteinmauerwerk gestatten beliebige Formgebung. Höchstens werden noch die Abdeckungen aus

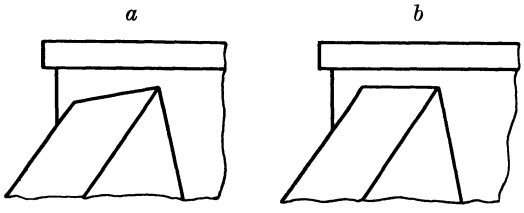


Abb. 280. Flügelabdeckung.

zu bearbeitendem Naturstein hergestellt. Das Bestreben, den rechten Winkel in allen Einzelheiten zu bevorzugen, ist damit hinfällig geworden. Abb. 280 möge ein Beispiel dafür sein, wie diese Konstruktionserleichterung im Sinne eines gefälligen Aussehens ausgenutzt werden kann. Die Ausführung des Flügelanlaufes an die Stirnmauer nach Abb. 280b dürfte der Lösung a vorzuziehen sein.

Zusammenfassend ist über die Entwurfsgestaltung von Flügelmauern zu sagen, daß sie ein typisches Beispiel für die Erkenntnis ist, im Massivbau dem planvollen und umsichtigen plastischen Herausarbeiten der Form in individueller Anpassung an das Programm das Vorrecht vor dem Nachahmen ausgeführter Bauten mit Übertreiben statischer Feinheiten einzuräumen. Abb. 281 zeigt die Anwendung senkrechter Flügel, während Abb. 282a und b die Anordnung von Winkelflügeln erkennen läßt.

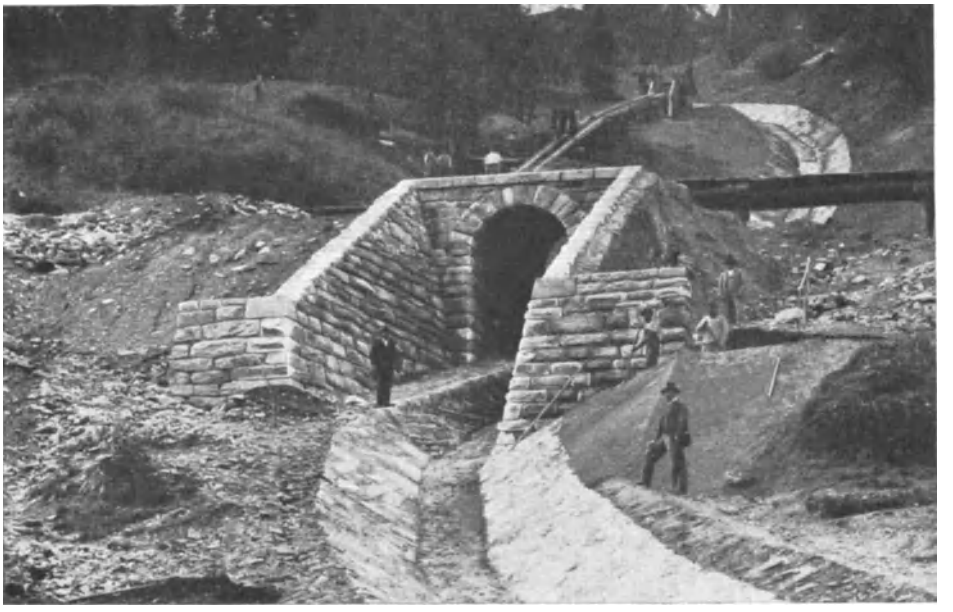


Abb. 281. Senkrechte Flügel.

a *b*

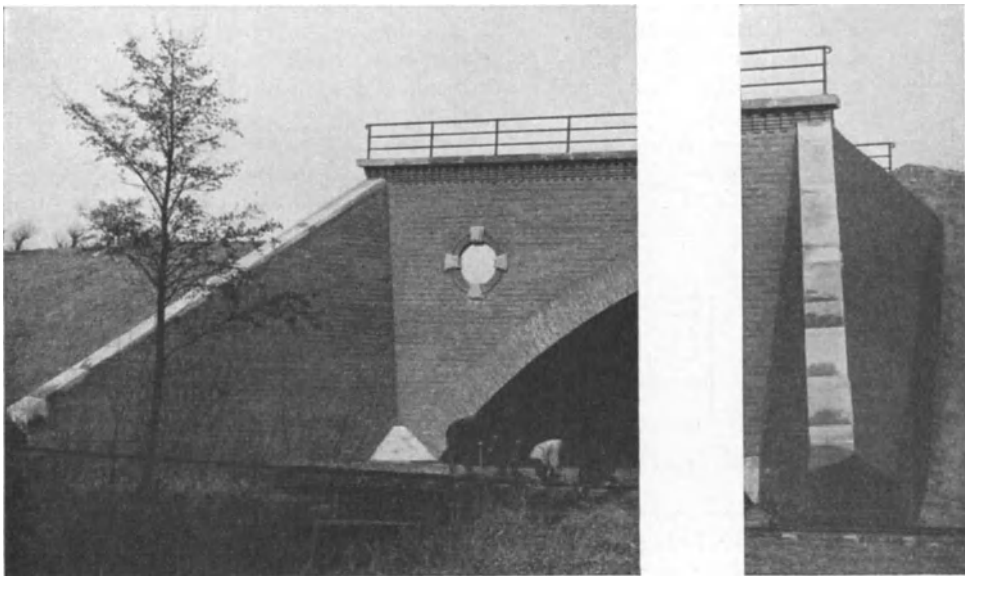


Abb. 282. Winkelflügel.

VI. Zwickelausbildung. Die Bauprogramme bieten eine solche Fülle von Variationsmöglichkeiten, daß im Rahmen des Buches nur eine roh schematisch gehaltene Erläuterung des systematischen Entwerfens gegeben werden kann.

Grundsätzlich wäre zu unterscheiden zwischen den Zwickeln mit nahezu

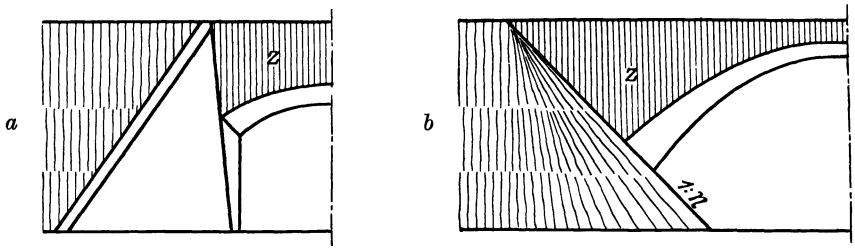


Abb. 283. Zwickelform.

lotrechtem Seitenabschluß (Abb. 283a) und Zwickeln, deren Schnittfläche sich dem spitzwinkligen Dreieck anpaßt (Abb. 283b). Die Überführung des oberen Verkehrsweges geschieht am einfachsten, wenn der normale Erdunterbau auch über das Bauwerk durchgeführt wird. Die volle Ausfüllung der Zwickel be-

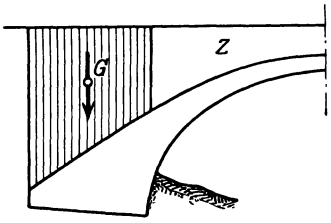


Abb. 284. Belastung des Widerlagers.

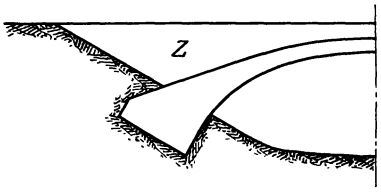


Abb. 285. Lagerung am Hang.

deutet ein Maximum an ständiger Last. Sonderkonstruktionen mit künstlicher Auflast, z. B. Turmaufbauten, scheiden aus dieser Betrachtung aus.

Im allgemeinen wird das Bestreben vorliegen, im Bereich des freitragenden Gewölbes die ständige Last herabzumindern. Diesem Wunsch ist eine Grenze wirtschaftlicher Art gezogen. Sie ist erreicht, wenn die Mehrkosten der Entlastungs-Konstruktion die Ersparnisse am Tragwerk überschreiten. Dies wird z. B. bei flachen und breiten Zwickelkörpern der Fall sein. Übrigens kann eine große ständige Last unter Umständen auch günstig auf die Tragwerksabmessungen einwirken, wenn das Pendeln der Stützlinie (s. S. 314/315) infolge wechselnder, relativ hoher Verkehrsbelastung durch den Einfluß der Eigengewichtsmasse „gebremst" wird.

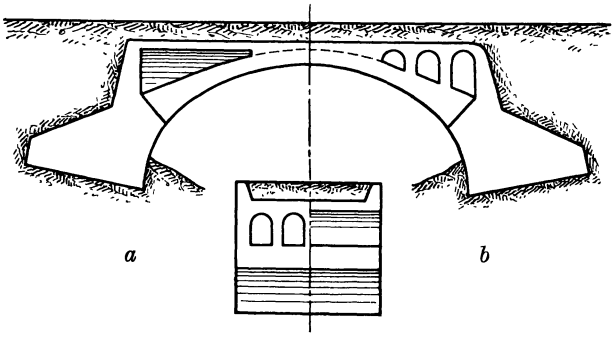


Abb. 286. Entlastungshohlräume.

Im Gegensatz zu dem Entlastungsbedürfnis im Tragwerksraum steht der Vorteil reichlicher Auflast oberhalb des Widerlagers (Abb. 284). Damit ist die Voraussetzung des rechtwinkligen Zwickelschnittes gegeben.

Findet das Widerlager seine Lagerung an einer Schrägfläche (Einschnitt oder Hang, Abb. 285), oder sind Parallelflügel ausgeführt (Abb. 283b), so liegt die spitzwinklige Zwickelschnittform vor.

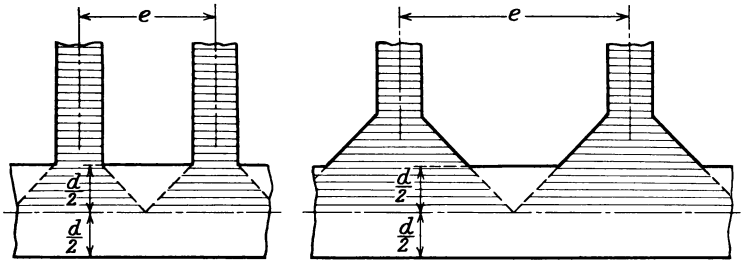


Abb. 287. Gewölbebelastung durch Längshohlräume.

Die rechtwinklige Form verlangt eine Abschlußwand gegen das Erdreich des Landanschlusses. Die Hohlräume, die die Entlastung herbeiführen, können „längs" (Abb. 286a) oder „quer" (Abb. 286b) angeordnet werden.

Längsauflösung bringt gleichmäßig verteilte Gewölbebelastung, wenn der Wandabstand

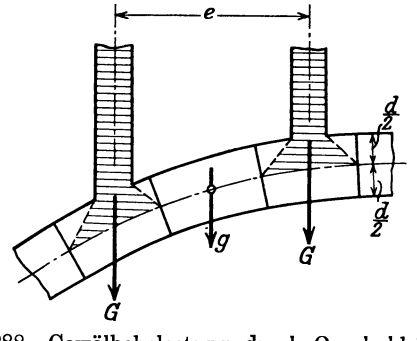


Abb. 288. Gewölbebelastung durch Querhohlräume.

e die in Abb. 287 veranschaulichte Lastverteilung gestattet. Gegebenenfalles können die senkrechten Wände zur Verstärkung des Gewölbequerschnittes herangezogen werden.

Querauflösung liefert konzentrierte große Lasten G im Wandabstande e (Abb. 288), die

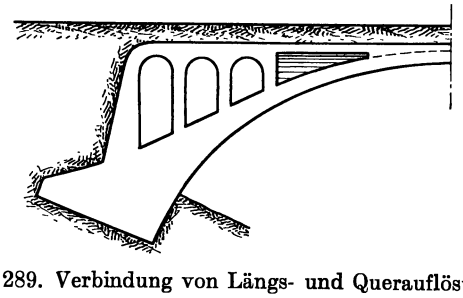


Abb. 289. Verbindung von Längs- und Querauflösung.

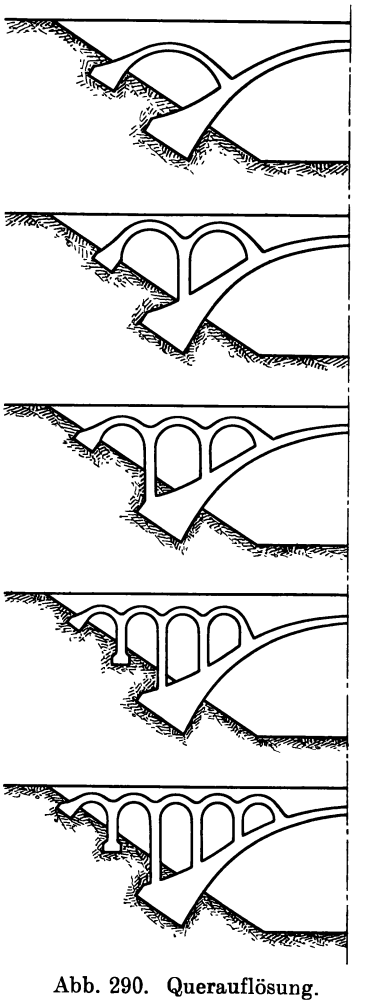


Abb. 290. Querauflösung.

mit kleinen Gewölbeeigenlasten g abwechseln. Diese Anordnung kann das Auftreten von Querkräften zur Folge haben, die weit über das Maß der sonst

im Gewölbe vorhandenen, relativ geringen Querkräfte hinausgehen. Die sichere Aufnahme dieser Kraftwirkungen ist daher sorgfältig nachzuprüfen.

Der flache Zwickelkörper wird naturgemäß besser in der Längsrichtung aufgelöst. Bei der kombinierten Lösung der Abb. 289 wird daher in Scheitelnähe mit der Richtung der Hohlraumachse gewechselt.

Die spitzwinklige Zwickelform, die ihren Ursprung in der Schräglage des gewachsenen Bodens hat (verlorenes Widerlager Abb. 285, S. 330), bei der also das Widerlager keiner besonderen lotrechten Auflast bedarf, er-

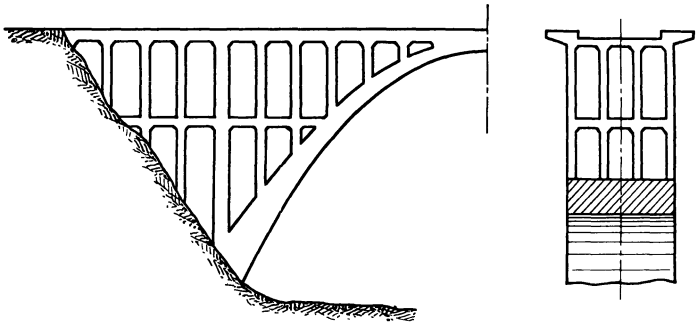


Abb. 291. Längs- und Querauflösung.

fordert keine abschließende Stützmauer gegen den Druck des Erdreiches des Landanschlusses. Die Längsauflösung wird unzweckmäßig wegen der Notwendigkeit, lange Fundamente der Längswände auszuführen.

Für die Querauflösung stehen bei rein systematischer Gedankenführung die in Abb. 290, S. 331 veranschaulichten Lösungen mit 1, 2, 3 usw. Öffnungen zur Auswahl zur Verfügung. Dabei werden meist ein oder mehrere Nebenwiderlager oder -fundamente erforderlich. Die Nachteile des schon oben erwähnten Auftretens konzentrierter Lasten auf dem Gewölbe sind in Betracht zu ziehen. Die maßstäbliche Auftragung mehrerer vergleichender Entwurfsskizzen wird die Zahl der ernsthaft in Wettbewerb zu ziehenden Ausführungsarten sehr bald auf wenige beschränken. Wie weit dieses Ausscheidungsverfahren zu treiben ist, hängt von der Erfahrung des Entwerfenden oder von wenigen Kalkulationsrechnungen ab. Bei sehr großen Bauwerken kann schließlich die Kombination von Längs- und Querauflösung nach Abb. 291 zu dem Optimum an Ausführungswürdigkeit führen.

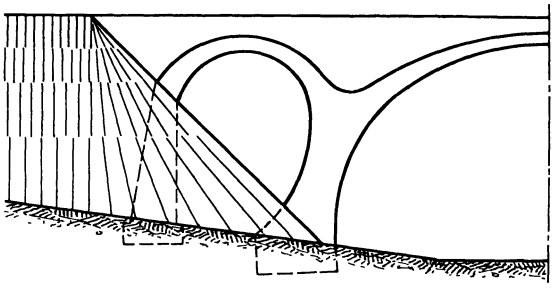


Abb. 292. Zwickelauflösung an hohen Dämmen.

Die spitzwinklige Zwickelform, die durch den Böschungskegel des Dammes vor Parallelflügeln entsteht, verbietet eine Längsauflösung. Die Fundamente der Zwischenwände müßten alle durch den Damm hindurch bis zum Baugrund unter Gelände hinabgeführt werden. Diese Notwendigkeit macht die Ausführung von Parallelflügeln bei hohen Dämmen leicht unwirtschaftlich, auch wenn der Böschungswinkel infolge künstlicher Befestigung steiler gewählt wird. Die Querauflösung kann hier günstigere Endergebnisse zeitigen, wie schematisch in Abb. 292 angedeutet ist. Diese Form findet z. T. ihre Analogie in der Lösung der Abb. 290. Letzten Endes gehört

sie aber nicht mehr zum Problem der Zwickelausbildung gewölbter Bauwerke mit einer Öffnung, sondern leitet in das Gebiet der gewölbten Bauwerke mit mehreren Öffnungen über.

Der Einbau von tunnelartigen Hohlräumen, die z. B. bei der Syratalbrücke (Abb. 293) zur Ausführung gekommen sind, stellt eine Lösung dar, die nur bei außergewöhnlich weitgespannten Bauwerken wesentliche wirtschaftliche Erfolge haben kann. Die Klarlegung der Kräfteverteilung für den Beschauer ist wenig sinnfällig und der ästhetische Eindruck daher unbefriedigend. Das Minimum an Materialverbrauch ist nicht das Kriterium eines meisterhaften Entwurfes. Ergebnisse von Rechenexempeln dürfen nicht den genial logischen Aufbau verschleiern. Die Bauherren müssen lernen, auch im Ingenieurbauwesen dem schönen und einfachen Ausdruck eines konstruktiven Gedankens materielle Opfer zu bringen. Bei Meisterwerken der Architektur finden sie es ja selbstverständlich.

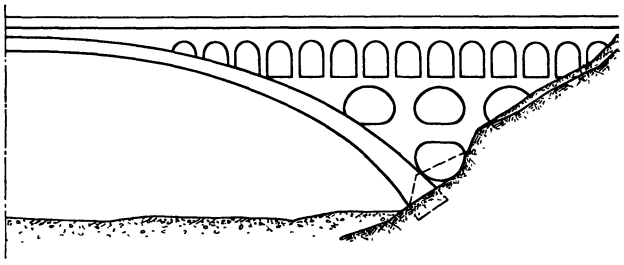


Abb. 293. Zwickelausbildung durch tunnelartige Hohlräume.

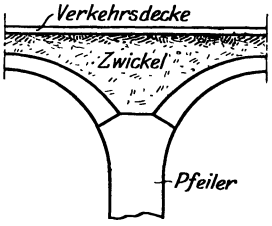


Abb. 294. Pfeilerzwickel.

B. Gewölbte Bauwerke mit mehreren Öffnungen.

Nach den Ausführungen, die über die allgemeine Entwurfsgestaltung auf Seite 287 gemacht sind, erweitert sich der Kreis der zu untersuchenden typischen Bauteile nur um das in Abb. 221, S. 288 mit Nr. 4 gekennzeichnete Bauglied, den „Zwischenpfeiler". Zur Ermittlung seiner Abmessungen soll die Kenntnis der Vorgänge in den beiden Nachbargewölben genügen. Eine Sonderstellung nehmen die Pfeiler ein, die zwischen Gewölbegruppen anzuordnen sind und die daher die Bezeichnung „Gruppenpfeiler" tragen.

Die Zusammenfassung von zwei Nachbargewölben mit dem Pfeiler zu einem Bauteil hat zur Folge, daß zwischen Verkehrsdecke und Gewölberücken ein Zwickelraum eingelagert ist (Abb. 294). Über die Ausbildung dieses Baugliedteiles ist oben S. 330ff. eine systematische Darlegung der Lösungsmöglichkeiten gegeben, die hier sinngemäß anwendbar ist. Gleichzeitig wird auf die Behandlung der Grundgesetze für die Wasserabführung auf S. 368 verwiesen, die gerade an dieser Stelle für den Entwurf von größerer Wichtigkeit sein können.

Bezüglich der üblichen Namensgebung sei bemerkt, daß die Bezeichnung „Viadukt" im allgemeinen wohl nur Bauwerken größerer Längenausdehnung zugewiesen wird; zum Teil ist auch die besondere Höhenlage des oberen Verkehrweges über Gelände für die Wahl des Ausdrucks maßgeblich.

Verkehrsdecke uud Landanschlüsse weisen hinsichtlich ihrer Bauart keine Unterschiede gegenüber den Ausführungen bei den Gewölben mit einer Öffnung auf. Sie sind auf S. 268 und 270 eingehend beschrieben.

I. Zwischenpfeiler. a) Statische Grundlagen. Das statische System hat bei den erwähnten Voraussetzungen die Form der Abb. 295a, S. 334, wenn dem monolithischen Charakter des Massivbaues entsprechend der Extremfall des Verzichtes auf jeden Gelenkeinbau angenommen wird. Das Bauglied ist dem-

nach sechsfach statisch unbestimmt. Mit der Zahl der tatsächlich eingebauten bzw. angenommenen Gelenke (Stützlinientheorie!) sinkt der Grad der statischen Unbestimmtheit, bis das in Abb. 295b dargestellte statisch bestimmte System erreicht ist.

Bei symmetrischer Belastung (Abb. 295c) hat der Pfeiler nur Längskräfte aufzunehmen, die Gewölbe verhalten sich wie Einzelgewölbe zwischen unverschieblichen Widerlagern je nach ihrer Bauart mit oder ohne Gelenke. Bei unsymmetrischer Belastung besteht die Bedingung, daß die Deformation δ_i (Abb. 295d) für Pfeilerkopf und Gewölbekämpfer gleich groß sein muß. Sie ist eine Funktion des Schubunterschiedes ΔH. Die Zerlegung dieser Kraft in den vom Pfeiler und den vom Gewölbe aufzunehmenden Kraftanteil regelt sich nach dem elastischen Verhalten der beiden Bauglieder. Sind die Bauglieder so geformt, daß die Durchführung einer statisch unbestimmten Rechnung sinnvoll erscheint, d. h. ist das Verhältnis von Querschnitts- zu Bauwerksabmessungen klein und der Baustoff hochwertig und elastisch zuverlässig, so kann die Aufgabe statisch klar gelöst werden. Dabei leuchtet ein, daß die Arbeit der Querkräfte stets vernachlässigt werden darf. Die Arbeit der Längskräfte wird höchstens im Gewölbebereich nennenswerten Einfluß gewinnen können.

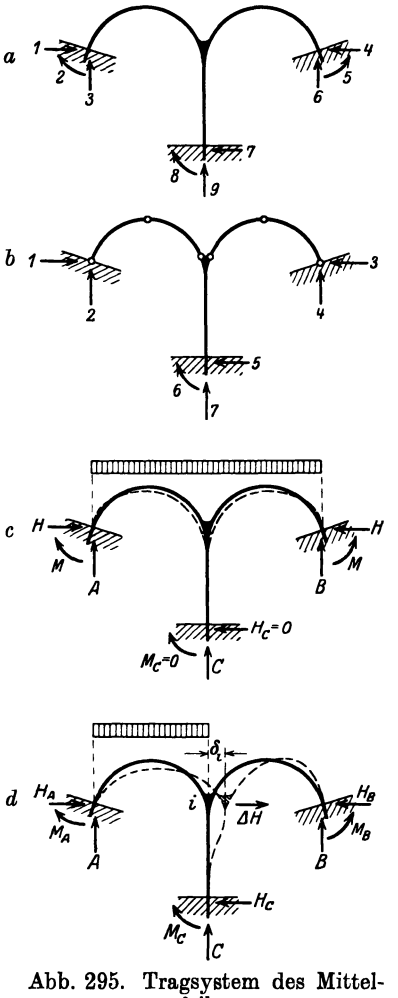


Abb. 295. Tragsystem des Mittelpfeilers.

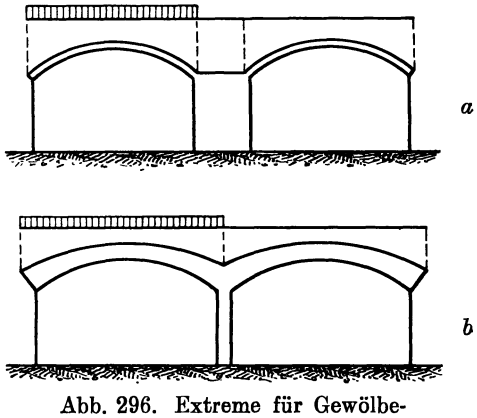


Abb. 296. Extreme für Gewölbe- und Pfeilerstärken.

Im Massivbau sind aber diese Bedingungen zu den Ausnahmefällen zu rechnen. Daher wird der statische Nachweis fast immer auf eine einfache Addition der an den starr gedachten Einzelteilen auftretenden Kraftwirkungen beschränkt. Dies geschieht in der Weise, daß zuerst der Schubunterschied ΔH zwischen belastetem und unbelastetem Gewölbe festgelegt wird. Beim Dreigelenkbogen ist die Ermittlung eindeutig. Beim eingespannten Gewölbe ist nunmehr die sog. Stützlinientheorie (s. S. 308) anzuwenden. Dabei darf nicht schematisch verfahren werden. Wenn die Formänderung auch aus der Rechnung ausgeschaltet ist, so muß sie im konstruktiven Gefühl des Entwerfenden

doch weiterleben und ihn von der Wahl elastisch unharmonischer Abmessungen zurückhalten. Die gedankenlose Anwendung der Regeln dieser Annäherungs-Rechenmethode führt sonst zu Trugschlüssen.

Die beiden Extremfälle der Abb. 296 mögen dies erläutern.

a) Schlanke Gewölbe — dicker Pfeiler. Der Pfeiler beteiligt sich in praktischem Sinne überhaupt nicht an der Gesamtdeformation. Er wirkt also auf jedes Gewölbe als starres Widerlager.

b) Dicke Gewölbe — schlanke Pfeiler. Nach den „Regeln" der sog. Stützlinientheorie ist es ohne weiteres denkbar und „errechenbar", daß die wirtschaftlich günstigste angreifende Schubkraft des belasteten Gewölbes,

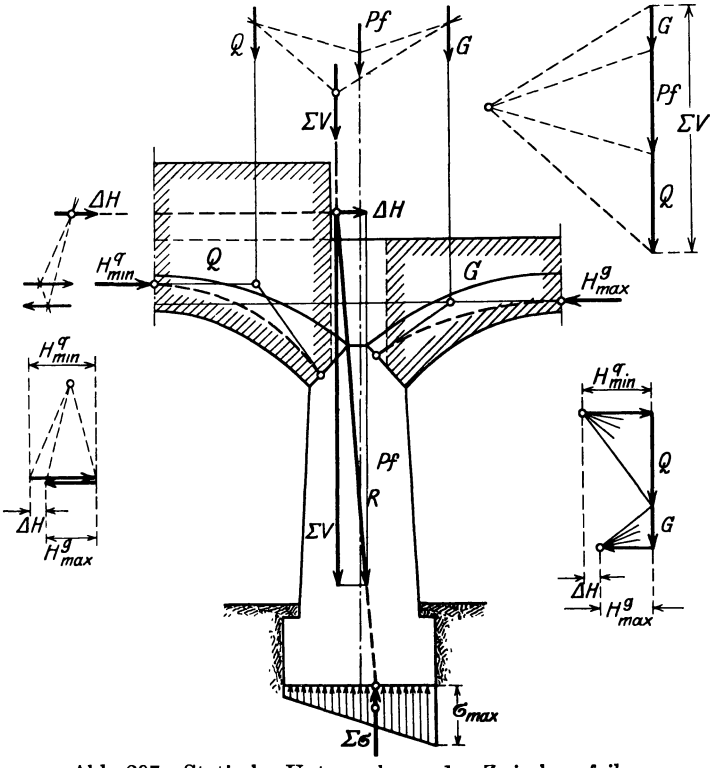


Abb. 297. Statische Untersuchung des Zwischenpfeilers.

H_{min}, gleich oder kleiner ausfällt als die größte zulässige widerstehende Schubkraft des unbelasteten Gewölbes H_{max} (s. S. 320). Das würde bedeuten, daß der Ausgleich des Schubunterschiedes zwischen den Widerlagern rechts und links stattfindet und der Pfeiler nur zur Aufnahme senkrechter Lasten dient. In Wirklichkeit muß sich aber der Pfeilerkopf infolge seiner Schlankheit an der Deformation beteiligen, er erhält also nach Maßgabe seines elastischen Verhaltens einen Anteil von dem Schubunterschied ΔH, über dessen Größe die Regeln der Stützlinientheorie nichts aussagen.

Die Erörterung solcher Grenzfälle hat den Zweck, den jungen Ingenieur immer wieder darauf hinzuweisen, daß die Kenntnis von Regeln nur den Wert einer Sammlung von Handwerkszeug hat, die ohne kritische Beherrschung der Brauchbarkeit der einzelnen Werkzeuge ein totes Kapital darstellt.

Ist unter Beachtung aller vorstehenden Überlegungen der Entschluß gefaßt, die Anwendung der Stützlinientheorie — gewissermaßen als kleinstes

Übel — zu wählen, so sind innerhalb der von ihr gesteckten Grenzen die wirtschaftlich günstigsten Annahmen zu machen.

Ausdrücklichst wird betont, daß die Kritik an der Stützlinientheorie nur den Sinn eines Warnungssignals für mißverstandene Auslegung hat. Die planvoll angewendete Methode hat sich nicht nur an unzähligen praktischen Ausführungen als zuverlässig erwiesen; sie ist auch, rein gedanklich betrachtet, ein treffendes Ausdrucksmittel für die beim Entwerfen gewölbter massiver Bauwerke unerläßliche plastisch-technische Gestaltungsarbeit.

Für die Kraftzusammensetzung an dem geschlossenen Bauwerksteil wird der in Abb. 297 dargestellte Kräfteplan empfohlen, der näherer Erläuterung nicht bedarf. Die entstehende Bruchgefahr veranschaulicht Abb. 298. Diese Kraftzusammensetzung genügt zur Festlegung der rohen Pfeilerform.

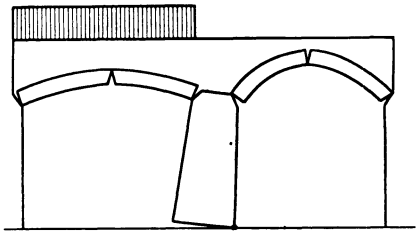


Abb. 298. Bruchgefahr.

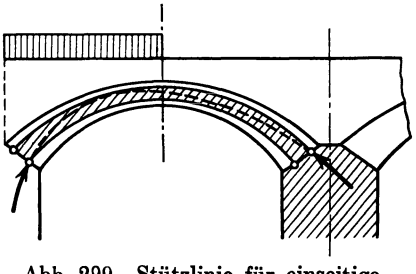


Abb. 299. Stützlinie für einseitige Belastung.

Als bekannt wird bei den Gewölben vorausgesetzt der Verlauf der Stützlinien für:

Ständige Last, d. h. geringste Belastung (g).

Im unbelasteten Gewölbe soll in wirtschaftlichem Sinne das Maximum an Widerstand im Rahmen der zulässigen Spannungen ausgenutzt werden. Also Maximalstützlinie zeichnen zur Ermittlung von H^g_{max}.

Volle Verkehrslast, d. h. größte Gesamtbelastung (q).

Die Minimalstützlinie liefert unter den im Rahmen der zulässigen Spannungen möglichen Werten den kleinsten Horizontalschub H^q_{min}. Die Wirtschaftlichkeit fordert die Ausnutzung dieser günstigsten Annahme.

Einseitige Verkehrslast, unter Umständen für das Gewölbe gefährlichste Belastung.

Die absolute Größe des Schubes ist fast immer kleiner als H_{min}, da die Summe der Verkehrslasten kleiner ist. Am Pfeiler anliegende einseitige Verkehrslast, deren Stützlinie durch den unteren Kernpunkt des Kämpferquerschnittes verläuft, wie die Minimalstützlinie, ist also kein „ungünstigster" Belastungsfall. Die Stützlinie für einseitige, vom Pfeiler abliegende Verkehrslast (Abb. 299) verläuft am Pfeilerkämpfer durch den oberen Kernpunkt. Der Fall kann eintreten, daß der Schub aus dieser Belastung infolge des größeren Hebelarms den Pfeiler ungünstiger belastet als der tiefer liegende Schub H_{min}, trotzdem er an absoluter Größe geringer ausfällt.

Die Prüfung dieser Möglichkeit kommt nur für feinere Untersuchungen in Frage.

b) Technische Ausführung. Die Zweckbestimmung des Pfeilers kann damit erfüllt sein, daß er die im Tragwerk gesammelten Kräfte auf den Erdboden ableitet. Diese Pfeilerform wird als „Landpfeiler" bezeichnet. Liegt die Pfeilerachse im Gebiet eines Gewässers, das infolge seiner Bewegung noch weitere Ansprüche an Ausführung und Formgebung stellt, so ist die übliche Benennung „Strompfeiler".

1. Landpfeiler. Zu unterscheiden ist zwischen dem aufgehenden sichtbaren Teil des Mauerwerkes und dem unter Gelände liegenden Fundament (Abb. 300). Normalerweise kann angenommen werden, daß das aufgehende Mauerwerk durchweg aus gleichem Baustoff besteht. Seine zulässige Spannung σ_I (Abb. 301) wird in der Regel höher sein als die zulässige Bodenpressung σ_{III}. (Ein Ausnahmefall wäre Gründung auf Felsen.) Wird das Verhältnis zwischen den Werten σ_I und σ_{III} bei Beton und Sandboden etwa zu

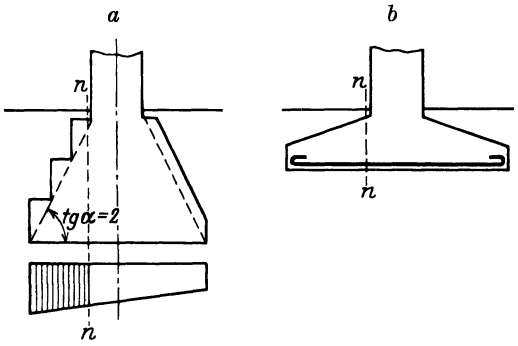


Abb. 300. Fundamentformen.

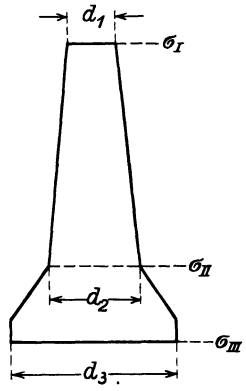


Abb. 301. Spannung und Abmessung beim Pfeiler.

24 : 3 kg/cm² beispielsweise angenommen, so bietet sich ein ungefährer Maßstab für das Verhältnis $d_3 : d_1$. Das unterhalb Gelände liegende Fundamentmauerwerk vermittelt zwischen Pfeiler- und Bodenspannung. Aus wirtschaftlichen Gründen ist ein Baustoff geringerer Festigkeit zu wählen. Der nicht sichtbare Übergang von d_2 in d_3 wird mit Rücksicht auf Bodenaushub schneller vor sich gehen als der von d_1 in d_2. Eine zu schnelle Fundamentverbreiterung ruft in den Schnitten $n-n$ der Abb. 300 Biegungs- und Scher-

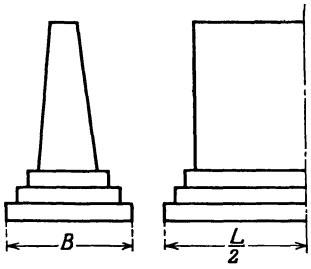


Abb. 302. Fundamentverbreiterung.

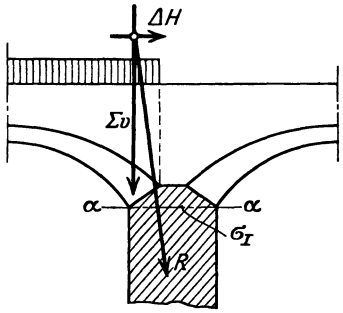


Abb. 303. Belastung des Pfeilerkopfes.

beanspruchungen hervor. Eine untere Grenze, für die ein Nachweis dieser Spannungen sich erübrigt, wird etwa bei $\operatorname{tg} \alpha = 2$ liegen. Plötzliche Verbreiterungen nach Abb. 300 b können in Sonderfällen erforderlich werden. Dann ist die Fundamentplatte biegungsfest zu konstruieren. Zu beachten ist noch, daß das Fundament auch quer zur Brückenachse Vorsprünge erhalten sollte, die zur Ermäßigung der Bodenpressung mit herangezogen werden können (Abb. 302).

Die rein theoretische Ermittlung der erforderlichen Abmessungen des Pfeilerkopfes (Abb. 303, Schnitt $\alpha - \alpha$) auf Grund der Kräfteverteilung der Abb. 303 wird zu Zahlenwerten führen, die nach dem gesunden Konstruktions-

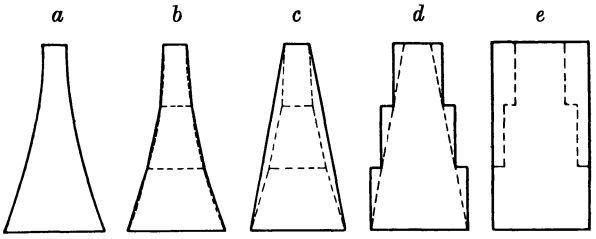


Abb. 304. Grundformen für Pfeiler.

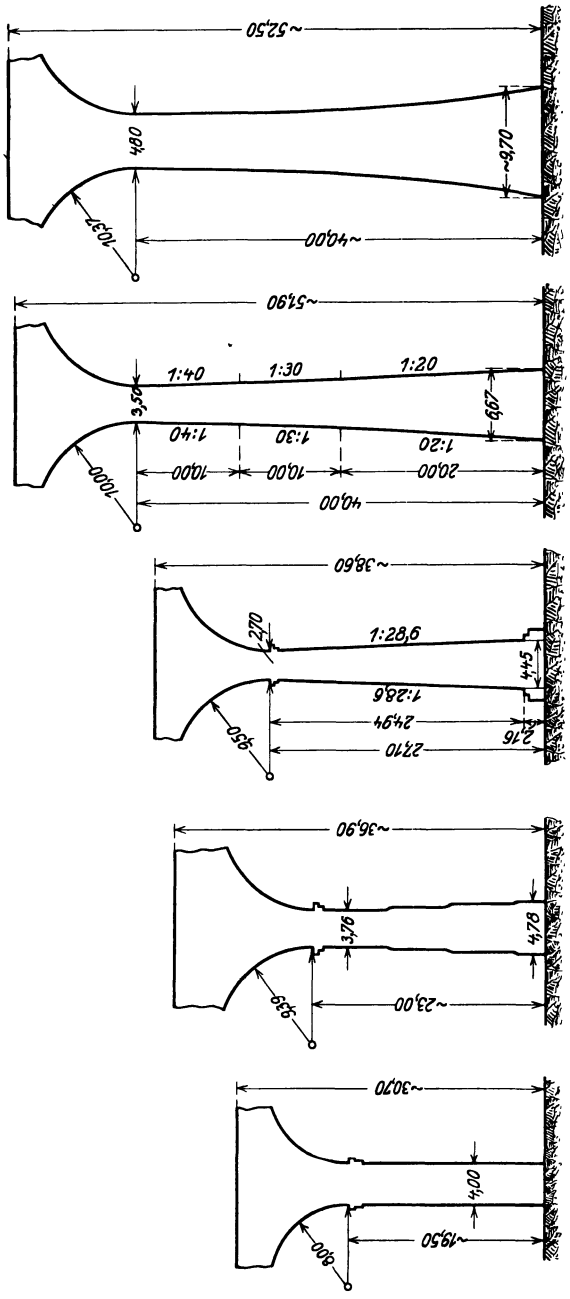


Abb. 305. Beispiele ausgeführter Pfeiler.

empfinden nicht ausführbar sind, und zwar um so weniger, je hochwertiger der Baustoff ist. Das aufgehende Pfeilermauerwerk ist nach folgenden Gesichtspunkten zu gestalten:

Abb. 304 zeigt die fünf Grundformen. Von statischen Gesichtspunkten ausgehend ist die kurvenmäßig begrenzte Form *a* die richtige. Die zulässige Baustoffspannung wird in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle höher sein als die zulässige Bodenpressung. Die Eigenlast wächst stetig nach unten an, desgleichen der Einfluß von wagerechten Kräften am Pfeilerkopf. Die technische Ausführung von krummen Ansichtsflächen ist aber schwierig und teuer. Das schrittweise Ersetzen der Kurve durch ein Polygon (*b*) und schließlich durch eine Gerade (*c*) erfordert ein Mehr an Masse. Der Vergleich zwischen den Mehrkosten für den größeren Rauminhalt und der Ausführungsverbilligung ist entscheidend, wenn nicht ästhetische Gründe maßgebend werden.

Senkrecht begrenzte Mauermassen sind relativ am billigsten herzustellen. Daher kann durch Kopfverbreiterung die rechteckig abgetreppte (*d*) und schließlich die voll rechteckige Form (*e*) entstehen und als wirtschaftlich richtig erkannt werden. Im allgemeinen wird die Reihenfolge *a* — *e* mit abnehmender Höhe des Pfeilers in Frage kommen.

In der Skizzenreihe der Abb. 305 sind einige ausgeführte Beispiele von hohen Zwischenpfeilern zusammengestellt.

Wiederum macht sich die Notwendigkeit eines harmonischen Ausgleiches zwischen den Forderungen statisch richtig — technisch ausführbar — wirtschaftlich günstig und ästhetisch befriedigend geltend. (Der erfahrene Leser möge das häufige „in dieselbe Kerbe hauen" mit den pädagogischen Absichten des Verfassers entschuldigen.) Der Versuch, aus der Fülle bekannter Ausführungsbeispiele auf empirischem Wege gewisse Bauregeln abzuleiten, scheitert daran, daß jedes Beispiel individuell gefärbt sein kann. Also wäre erst kritisch zu prüfen, ob nicht einer der erwähnten Forderungen vom Entwurfsverfasser ein Vorrang eingeräumt ist. Damit geht die Untersuchung aber weit über den Rahmen des vorliegenden Buches hinaus.

In der Literatur finden sich betr. Pfeilerabmessungen folgende allgemeine Angaben, die für den Anlehnungsbedürftigen hierunter mitgeteilt werden:

1. Das Taschenbuch Foerster (4. Aufl. 1921) gibt an:

Obere Stärke $= {}^1/_{10}$ bis ${}^1/_6$ der anschließenden größten Stützweite für niedrige Zwischenpfeiler,
„ „ $= {}^1/_7$ bis ${}^1/_4$ desgl. für hohe Viaduktpfeiler.

2. Das Handbuch der Ingenieurwissenschaften, II. Teil, 1. Band, 5. Aufl. 1917 bringt S. 285—290 folgende Angaben:

Obere Stärke der Mittelpfeiler von Strombrücken: ${}^1/_{10}$ bis ${}^1/_6$ der Spannweite,
„ „ „ Endpfeiler „ „ ${}^1/_4$ „ ${}^4/_{10}$ „ „
„ „ „ Talbrückenpfeiler: ${}^1/_8$ bis ${}^1/_3$ der Spannweite, meist ${}^1/_6$ bis ${}^1/_5$.

Die Abmessungen ausgeführter Brückenpfeiler gehen aus den Zusammenstellungen im Handbuch für Ingenieurwissenschaften hervor:

A. Pfeilerstärken ausgeführter Strombrücken; 28 Beispiele mit

$$\frac{d}{l} = \frac{\text{obere Pfeilerstärke}}{\text{Spannweite}} = \frac{1}{4{,}45} \text{ bis } \frac{1}{13{,}5};$$

B. Pfeilerstärken von Stadtbahnviadukten in Berlin und Wien;

C. Zwischenpfeiler von Hochbrücken; 31 Beispiele mit

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{3{,}6} \text{ bis } \frac{1}{8} \text{ und einer größten Höhe von 10,4 bis 77,8 m.}$$

Der Anlauf beträgt durchschnittlich 1 : 50 bis 1 : 20, meist durchgehend, zuweilen nach unten hin zunehmend; in der Richtung quer zur Brückenlängsachse je nach der Höhe und Breite verschieden.

Liegt die Achse des oberen Verkehrsweges in einer Kurve, so werden zweckmäßig die Pfeilerquerschnitte trapezförmig, die Grundrisse der Gewölbe dagegen rechtwinklig gestaltet. Diese Anordnung erfordert Verbreiterung des Tragwerkes um den Pfeil der Kurve. Sie wird in erster Linie in Rücksicht auf die Herstellung der Lehrgerüste gewählt.

Die Ausführung von Gewölben mit schiefem Grundriß hat durch die große Bedeutung, die der Beton im modernen Ingenieurbau gewonnen hat, den Charakter der Schwierigkeit verloren, den sie früher durch die Kompliziertheit der Ziegelverbände und das Austragen und Bearbeiten der Werksteine besaß.

Durch die Fliehkraft der Verkehrsmittel und unter Umständen durch Winddruck treten bei hohen Viadukten noch nennenswerte Zusatzkräfte in der Pfeilerbelastung auf.

Über die Spannungsermittlung in beliebig geformten Querschnitten gibt eine neuere Abhandlung „H. Spangenberg, Graphische Bestimmung der Normalspannungen in geraden Stäben" (Bauingenieur 1925, S. 366—373) erschöpfende Auskunft.

2. *Strompfeiler.* Alle für die Konstruktion der Landpfeiler gültigen Grundlagen sind auch für die Strompfeiler maßgeblich. Die durch das bewegte Wasser veranlaßten baulichen Vorkehrungen dienen in erster Linie der möglichst einzuschränkenden Behinderung und Störung des Wasserdurchflusses zwischen den Pfeilern.

Die Maßnahmen, die Unterspülung und Auskolkung unmittelbar in der Flußsohle verhüten sollen, scheiden aus dem Rahmen der Betrachtung aus.

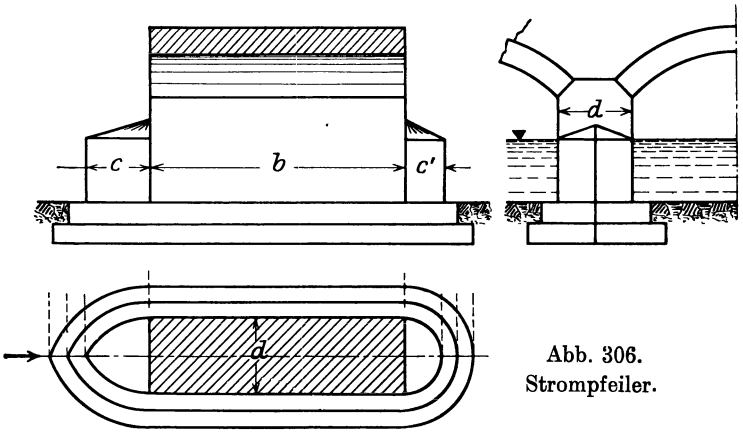


Abb. 306. Strompfeiler.

Sie werden im Band 1, Teil III, „Grundbau" behandelt. Hinsichtlich der Ermittelung von Stau und Durchflußgeschwindigkeit gilt das Gleiche. Diese Probleme gehören ins Gebiet des Wasserbaues, speziell des Flußbaues (siehe Handbibliothek III, Bd. 3 und 4).

Der rechtwinklige Pfeilerquerschnitt ist die für die Wasserführung ungünstigste Form. Sie muß im Ober- und Unterwasser eine Abrundung oder Zuspitzung erhalten. Da die Kernbreite b des Pfeilers zur Aufnahme der Gewölbelast erforderlich ist, müssen die Vor- und Hinterköpfe in ihren Abmessungen c und c' der Grundbreite b zugesetzt werden. Hieraus folgt der in Abb. 306 dargestellte schematische Aufbau. Die Grundrißform der Köpfe ist nach den Gesetzen zu wählen, die für die Bug- und Heckgestaltung der Schiffe maßgeblich sind. Alle Verfeinerungen, die im Interesse der Schnelligkeitssteigerung der Schiffe geboten erscheinen, sind für die einfachen Aufgaben eines Steinpfeilers überflüssig. Im allgemeinen wird es genügen, den Vorkopf spitzbogenförmig (a) oder nach der Skizze Abb. 307 (b) zu gestalten, während für den Hinterkopf der Halbkreis (c) zweckdienlich sein wird. Eine gut wasserableitende Abdeckung der Köpfe ist erforderlich.

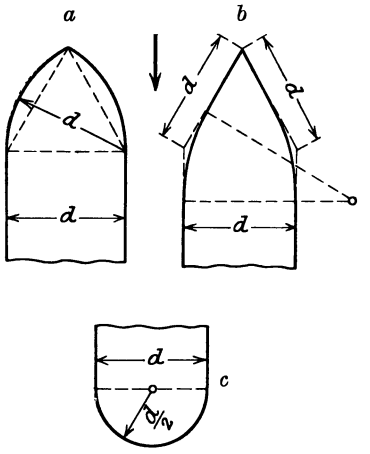


Abb. 307. Pfeilervorköpfe.

Bei Niedrigwasser bedeuten die Vorköpfe für das Brückenbild ein wirkungsvolles ästhetisches Moment, wie aus den Abb. 308 und 309, die ausgeführte Beispiele zeigen, zu ersehen ist.

Die Form der Vorköpfe kann noch eine Veränderung erfahren, wenn mit erheblichem Eisgang zu rechnen ist. Die Eisschollen sollen abgelenkt oder,

ohne zu große Stoßwirkung hervorzurufen, gebrochen werden, damit einem Aufstauen vorgebeugt wird. Günstig in diesem Sinne wirkt ein weiteres Vorstrecken des Vorkopfes nach Maßgabe der Abb. 310, S. 342 mit flach anlaufender widerstandsfähiger Abdekkung. Die Schollen werden in der Aufstoßgeschwindigkeit langsam gehemmt, gleiten entweder seitlich ab oder zerbrechen. Die Ausführung ist natürlich kostspielig. Ein weiteres noch teureres Hilfsmittel zur Verbesserung der Wasser- und Eisabführung ist das Anschneiden der Gewölbevorderansicht nach Maßgabe der Abb. 311, S. 342) sogen. Kuhhorn).

Abb. 308. Pfeilervorköpfe.

3. Gruppenpfeiler. Im fertigen Bauwerk hat der Gruppenpfeiler häufig die in Abb. 312, S. 342 skizzierte statische Aufgabe zu erfüllen, die sinngemäß nach den auf S. 318ff. näher erläuterten Voraussetzungen zu lösen ist.

Ist seine Anordnung die Folge eines staffelförmigen Aufbaues des Gesamtbauwerkes (s. S. 289), so hat er vorübergehend für eine Gruppe das einseitige

Abb. 309. Pfeilervorköpfe.

Widerlager zu bilden (Abb. 313, S. 342 Gruppe A). Um seine Abmessungen im wirtschaftlichen Interesse so gering wie möglich zu halten, werden die Gewölbe der fraglichen Gruppe so wenig wie möglich belastet. Verkehrslast, Verkehrsdecke, Zwickelkonstruktion oder Aufschüttung bleiben fort. Im äußersten Falle

könnte noch die Ausführung des Gewölbes in konzentrischen Ringen erwogen werden. Diese Ausführungsmethode hat ursprünglich den Zweck, das Lehrgerüst zu entlasten. Der Gewölbering dient nach erfolgter Erhärtung selbst als Lehrgerüst für die darüber liegenden Ringe. Die Größe des auf den Gruppenpfeiler ausgeübten Schubes ließe sich in ähnlicher Weise

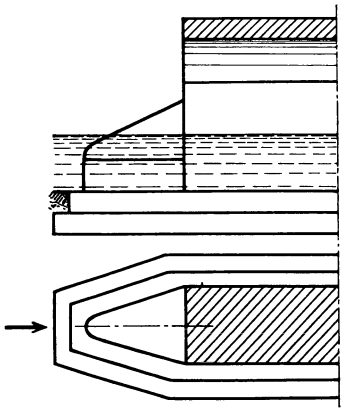


Abb. 310. Eisbrecher.

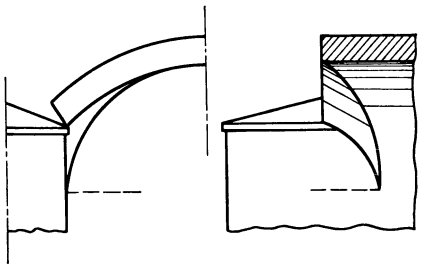


Abb. 311. Kuhhorn.

vorteilhaft herabmindern. Schließlich ist es noch vertretbar, die zulässigen Spannungen des Pfeilermauerwerks etwas heraufzusetzen, da es sich um einen vorübergehenden Zustand handelt, bei dem noch kein Verkehr auf der Brücke besteht. Andrerseits sind die Belastungen, die der Baubetrieb liefert, nicht außer acht zu lassen.

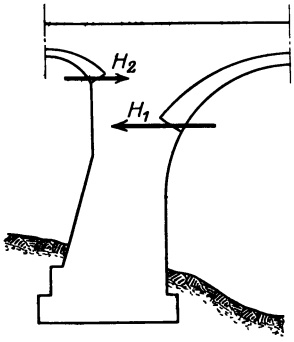


Abb. 312. Gruppenpfeiler.

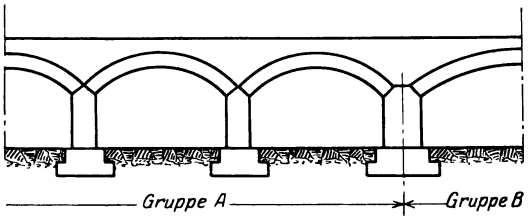


Abb. 313. Aufteilung in Gruppen.

2. Balken- und Rahmenbrücken.

A. Balken- und Rahmenbrücken mit einer Öffnung.

Die Zerlegung des Bauwerkes im Sinne der auf S. 294ff. gegebenen Aufteilung liefert als Hauptteile:

das Balkentragwerk,
die Widerlager,
die Flügel.

Da die Tragwerksoberkante mit der Verkehrsdecke parallel läuft (siehe Abb. 180, S. 268), so könnten höchstens die unbedeutenden seitlichen Trägerabschlüsse als „Stirnmauern“ bezeichnet werden, was überflüssig erscheint. Zwickel fehlen ganz. Im Rahmenbauwerk sind Balken und Widerlager im System vereint. In der allgemeinen Erörterung der Baumöglichkeiten (s. S. 273) ist aber schon darauf hingewiesen, daß im Brückenbau nicht allzu häufig die Voraussetzungen vorhanden sind, die eine zuverlässige Übereinstimmung der am theoretischen Achsensystem nachgewiesenen Rechnungsergebnisse mit der tatsächlichen Kräfteverteilung gewährleisten. Meist wird daher das ein-

gespannte Balkentragwerk und das Widerlager getrennt zu behandeln sein, wie weiter unten erörtert ist.

Zur Erleichterung und Kürzung der Darstellung wird vorausgesetzt, daß dem Leser die allgemein gehaltenen Untersuchungen des Abschnittes „Balkenbrücken", S. 277 gegenwärtig sind.

I. Das Balkentragwerk. a) Statische Grundlagen. Als Tragwerkssystem wird der „einfache Balken" im massiven Brückenbau nur selten vorkommen. Veranlassung zu seiner Verwendung können sein: Technische Unmöglichkeit oder geringer wirtschaftlicher Nutzen der Einspannung. Bei kleiner Spannweite und Widerlagern mit mangelhafter Biegungsfestigkeit, z. B. bei Ausführung in Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk oder magerem Beton wird die Ersparnis an Widerlagerkosten größer sein als die Vermehrung der Tragwerkskosten.

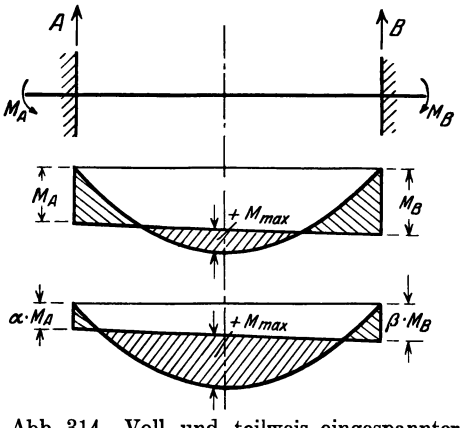


Abb. 314. Voll und teilweis eingespannter Balken.

Der „eingespannte Balken" ist die typische Systemform für das Balkentragwerk der Brücke mit einer Öffnung. Die Momentenflächen der Abb. 314 veranschaulichen den Einfluß der Einspannungsgrade α und β, die entweder durch die technische Ausführung vorgeschrieben sind, oder zwecks wirtschaftlichen Ausgleiches konstruktiv geschaffen werden können (s. S. 283).

Die Ermittlung der ungünstigsten Laststellung für das Tragwerkssystem muß vom Querschnitt ausgehen. Ihre Gesetzmäßigkeit möge an den beiden Grenzfällen der Querschnitts-Ausbildungsmöglichkeit schematisch angedeutet werden. Als Beispiel ist die Einzellast gewählt. Lastengruppen oder verteilte Auflast sind sinngemäß zu behandeln. Die Lastverteilung auf die Stützen, die meist nach den Gesetzen des durchlaufenden Trägers erfolgt, ist nur für die Nachbarstützen angegeben und durch die allgemeinen Wertziffern α und β bezeichnet.

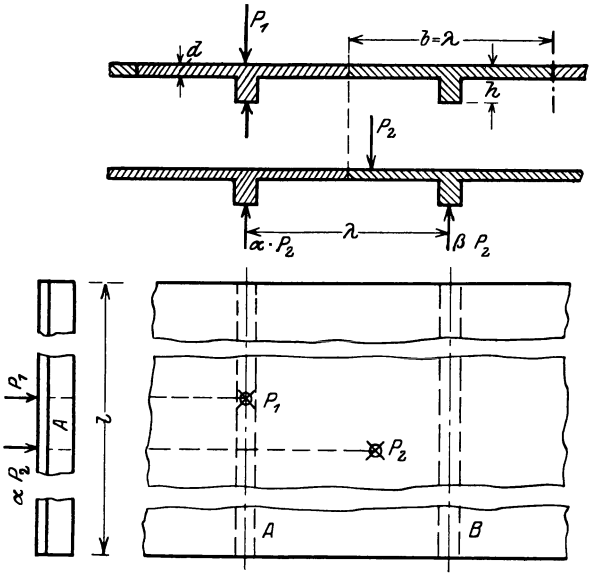


Abb. 315. Parallele Hauptträger ohne Querträger.

Grenzfall 1. Parallelliegende Hauptträger ohne Querträger (Abb. 315). Der Plattenbalkenquerschnitt gestattet im Rahmen der Vorschriften eine Ausdehnung der Plattenbreite b gemäß den Ausführungen auf S. 193. Im Brückenbau wird b_{max} meist größer sein als die wirtschaftliche Rippenteiluug λ. Damit ist als statische Grundlage „parallele Plattenbalken dicht

an dicht" gegeben. Last P_1 wirkt in voller Größe. Last P_2 wird durch die als Decke wirkende Platte des Hauptträgers in der Querrichtung verteilt.

Die örtliche Lastverteilung durch die Verkehrsdecke, auch „Versteinung" genannt, kann bei der Laststellung P_2 mit Vorteil berücksichtigt werden.

Grenzfall 2. Zwei Hauptträger mit Querträgern (Abb. 316). Die Last P an beliebiger Stelle wird sich zunächst mit αP und βP auf die be-

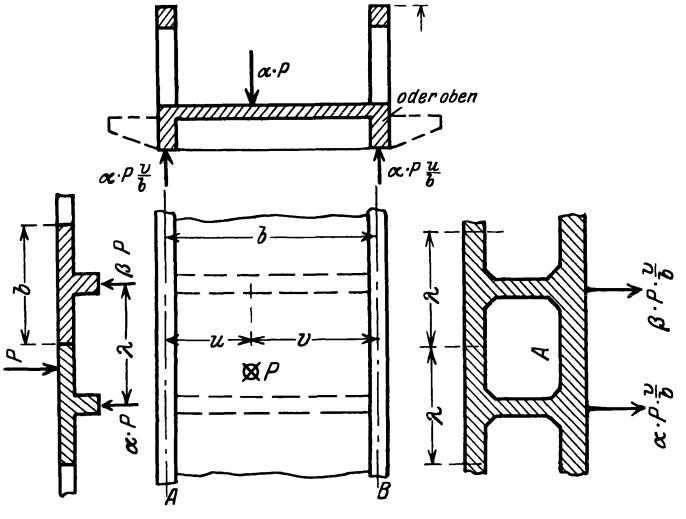


Abb. 316. Zwei Hauptträger mit Querträgern.

nachbarten Querträger verteilen. Der Einfluß des Größenverhältnisses: Plattenbreite b zu Feldteilung λ ist der gleiche wie im Grenzfall 1, bei dem λ der Abstand der Hauptträgerachsen war.

Die Teillasten αP und βP bringen dann die Knotenlasten $\alpha P \cdot \frac{v}{b}$ und $\beta P \cdot \frac{v}{b}$ für den Hauptträger.

Diese völlig schematisierte Darstellung weist den Weg für den Aufbau der statischen Berechnung. Wenn sie auch statische Selbstverständlichkeiten enthält, so bietet die Unterrichtserfahrung dem Verfasser genügenden Anlaß, dem Ungeübten hiermit einen Leitfaden einfachster Art für sachliche Disposition seiner Rechnung zu geben.

Die Aufteilung kann nach dem Vorbild des Eisenbaues noch auf ein weiteres Zwischenglied, den Längsträger, ausgedehnt werden. Große Fahrbahntafeln auf zwei weit entfernt liegenden Hauptträgern sind aber im Massivbau viel seltener als im Eisenbau, da das Eigengewicht relativ eine ganz andere Bedeutung hat. Im Lastverteilungsgesetz tritt keine grundsätzliche Änderung auf. Der Einfluß der Lasten ausgekragter Gehwege, der zum Teil entlastend ausfällt, ist besonders zu berücksichtigen.

Vorschläge, wie die bei scharfer Rechnung verwickelten Gesetze des durchlaufenden Trägers für praktische Zwecke mit vernünftiger Annäherung vereinfacht werden können, sind auf S. 359ff. zu finden.

b) Querschnittsform des Balkentragwerkes. Die Ausführung ist wegen der ausschlaggebenden Bedeutung der Biegungsmomente nur in Eisenbeton möglich. Die Grenzfälle für die Querschnittsformen des Gesamttragwerkes sind:

1. Volle Platte für die ganze Breite unter der Verkehrsdecke;

2. Zwei Hauptträger mit hochkant Balkenquerschnitt, der bei fachwerkartiger Auflösung durch die Gurtquerschnitte ersetzt wird. Sie können unter oder über der Verkehrsdecke liegen.

Beide Grenzfälle kommen selten vor.

Die überwiegende Mehrzahl der Brücken erhält wegen der offensichtlichen wirtschaftlichen Vorteile einen Plattenbalkenquerschnitt, der unter der Verkehrsdecke liegt. Die Gesetze der Wirtschaftlichkeit der Rippenteilung werden weiter unten (s. S. 346ff.) erläutert. Grundsätzlich ist die Brückenbreite b (Abb. 317) zu zerlegen in den Mittelteil mit dem Maß $n \cdot \lambda$ und die Kragenden c. Der Mittelteil hat $n+1$ Rippen, von denen 2 als Randträger besonderen Konstruktionsbedingungen genügen müssen. Die Auskragungen c haben den Vorteil, daß die Breite des Widerlagers u. U. eingeschränkt werden kann (bei den Zwischenpfeilern s. S. 361ff. trifft dies immer zu), daß die Biegungsfestigkeit der Platte ausgenutzt wird und daß für den Randträger die Platte als Druckzone des Plattenbalkenquerschnittes zur Verfügung steht.

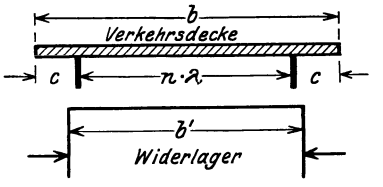


Abb. 317. Zerlegung der Brückenbreite.

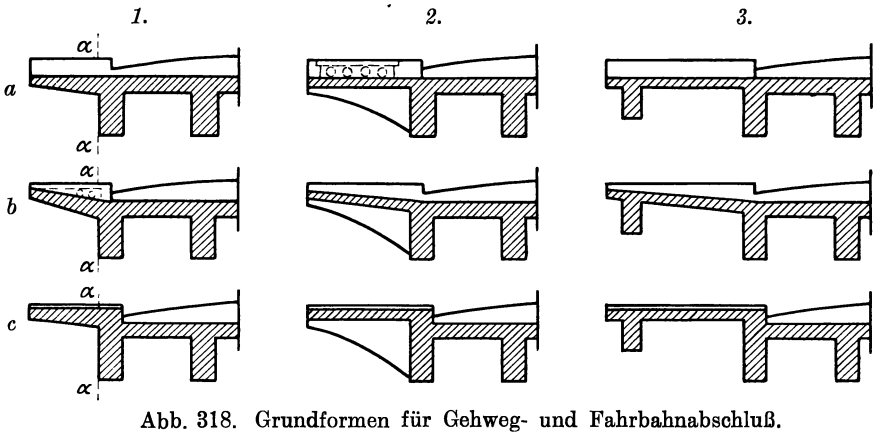


Abb. 318. Grundformen für Gehweg- und Fahrbahnabschluß.

1. Gehwegbrücken. Auf der ganzen Brückenbreite herrschen die gleichen Verkehrsbedingungen. Daher läuft die Platte unverändert über die Rippen durch. Das Schema der Ausführung gibt Abb. 318 in den Formen $a/1$ und $a/2$.

2. Straßenbrücken. Die Vereinigung von Fahrzeug- und Menschenverkehr auf einer durchlaufenden Platte stellt besondere Anforderungen an die Entwurfsgestaltung. Die schematische Skizzenreihe der Abb. 318 behandelt nur die Formgebung des Randträgers und der Gehwegplatte. Der Mittelteil hat eine beliebige Rippenteilung $n \cdot \lambda$. Für den kritischen Vergleich der einzelnen Lösungen untereinander ist zu beachten, daß nach Abb. 319 die Gehwegoberfläche am Fahrdammrand um $(a + d_{\min})$, — an der Außenkante noch um das Maß $\frac{c}{n}$ höher — über der Tragwerksoberkante liegt. Da die Befestigungsdicke d' viel geringer sein kann, so ergibt sich eine nicht unbeträchtliche tote Last, die um so unwirtschaftlicher wirkt, je mehr die Auskragung c wächst. Der Raum, den diese tote Last erfüllt, kann u. U. nutzbringend für die Unterbringung von zu überführenden Leitungen verwendet werden.

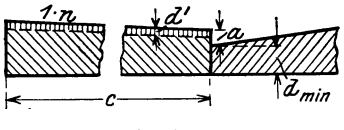


Abb. 319. Höhenlage von Gehweg und Fahrdamm.

Die senkrechten Spalten 1, 2 und 3 der Abb. 318 zeigen, wie mit steigender Abmessung c die Gehwegplatte zu stützen ist.

Spalte 1. Die Platte ist frei vorgekragt, Schnitt $\alpha - \alpha$ ist biegungsfest auszubilden.

Spalte 2. Die Platte ist in der Längsrichtung auf Konsolstützen gelagert, die die Höhe des Randträgers ganz oder teilweise ausnutzen.

Spalte 3. Die Gehwegbreite wird so groß, daß die Auskragung nicht mehr durchführbar ist und ein besonderer Randträger angeordnet werden muß.

Die wagerechte Reihenanordnung zeigt das Bestreben, die tote Gehweglast zu beseitigen.

Reihe a). Einfachste ursprüngliche Lösung ohne Rücksicht auf tote Last mit dem Vorteil, daß eine klare Druckgurtwirkung und volle Bewegungsfreiheit in der Achsenlage des Randträgers erzielt wird.

Reihe b). Die Kragplatte wird schräg nach oben gerichtet, damit die am ungünstigsten wirkende tote Last vermindert wird. Der Vorteil der freien Beweglichkeit der Randträgerachse bleibt bestehen. Dagegen wird die Druckgurtwirkung unsicher. Die Berechnung des Randträgerquerschnittes ist auf Annäherungsrechnung angewiesen.

Reihe c). Die Achse des Randträgers wird so gelegt, daß Trägerinnenkante mit der Gehwegkante zusammenfällt. Die tote Last ist beseitigt. Der Randträger erhält größere Höhe und einen einseitigen Plattenbalkenquerschnitt. Wenn nicht ein besonderer Bordstein (Abb. 320) vorgesetzt wird, so muß die Randträgerkante nach Abb. 321 geschützt werden.

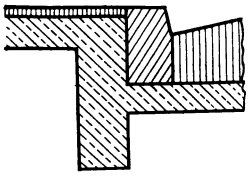


Abb. 320. Bordstein.

Abb. 321. Kantenschutz.

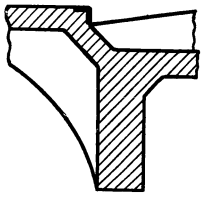


Abb. 322. Kompromißlösung.

Nach diesen Konstruktionsgrundsätzen kann für jede Bauaufgabe die beste Kombination gefunden werden. Zu beachten ist, daß die in den senkrechten Reihen 1 und 2 geschilderten Randträgerformen u. U. nennenswerte Zusatzspannungen aus Torsion erhalten können, falls nicht Querverbände eingebaut werden.

Eine Kompromißlösung nach Abb. 322 hat die Nachteile, daß der relativ schwer belastete Randträger die Höhe nicht ausnutzt, und daß eine sehr unklare Druckgurtwirkung erzielt wird.

Die Rippenteilung zwischen den Randträgern ist wohl ausnahmslos gleichmäßig. Das Auffinden einer besten Lösung wird aber sehr erschwert durch die vielen Faktoren, die in Betracht kommen. Die Eigenart des Eisenbetons, daß die Platte zugleich Druckgurt der Träger ist, verwischt alle festen Grenzen.

Ein formelmäßiges Erfassen der gesetzmäßigen Beziehungen der Faktoren, wie es im Eisenbau bis zu guten Genauigkeitsgrenzen möglich ist, ist im Massivbau nicht durchführbar. Das Bedürfnis ist auch weniger groß, da überschlägliche Gewichtsberechnungen durch die meist rechteckig begrenzten Formen erleichtert sind.

Die Doktor-Dissertation Wiendieck, Hannover 1925, „Eigengewichte von Eisenbeton-Balkenbrücken“ hat an der Hand von zahlreichen ausgeführten Bauwerken diese Frage eingehend geprüft. Abb. 323 zeigt eine Übersicht der

Plattenstärken d und der Trägerabstände von 88 Straßenbrücken. Danach können als durchschnittliche Grenzwerte für d die Maße 14 bis 20 cm, bei leichtem Verkehr 10 bis 16 cm und für λ etwa 1,0 bis 2,0 m, oder in engerem Sinne 1,2 bis 1,8 m angenommen werden. Die Zahl der in diesen Grenzen bestehenden Teilungsmöglichkeiten, $b = n\lambda$, ist aber nicht groß, wie die Werte der Zusammenstellung 110 beispielsweise zeigen.

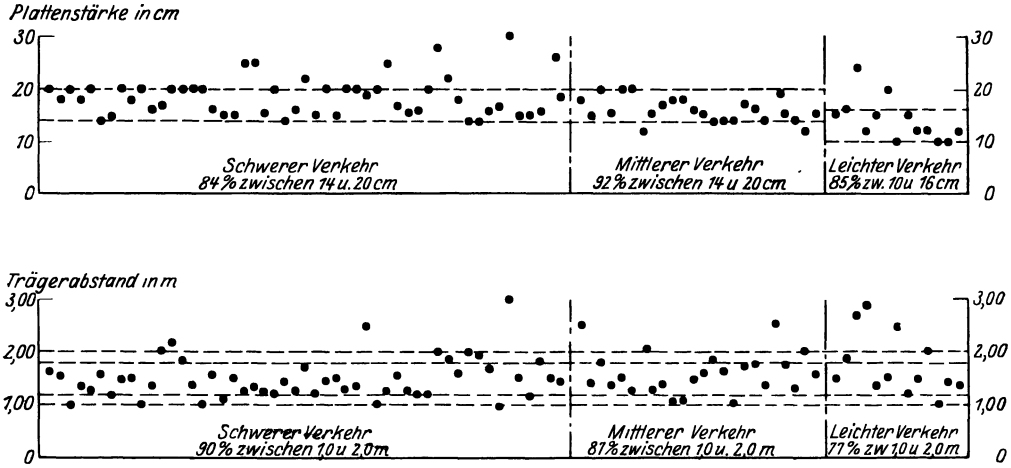


Abb. 323. Plattenstärke und Trägerabstände.

Zusammenstellung 110. Rippenteilung.

Breite in m	Teilungszahl n								
	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	2,50	1,67	1,25	1,00	0,83	0,71	0,62	0,55	0,50
6,0	3,00	2,00	1,50	1,20	1,00	0,86	0,75	0,67	0,60
7,5	3,75	2,50	1,87	1,50	1,25	1,07	0,94	0,83	0,75
10,0	5,00	3,33	2,50	2,00	1,67	1,43	1,25	1,11	1,00

Das stark umränderte Gebiet umfaßt die Möglichkeiten der Teilung zwischen 1,20 und 1,80 m; das gestrichelt umzogene Gebiet die Werte zwischen 1,0 und 2,0 m. (Vgl. auch Abb. 324.)

Eine kurze Vergleichsrechnung auf einfachster Grundlage wird sowohl in ihren Annahmen, wie in ihren Ergebnissen zeigen, welche Schwierigkeiten für eine theoretische Behandlung des Problems vorliegen, wenn die Verkehrslasten der Straßenbrücken in ihrer Vielfältigkeit zugrunde gelegt werden müssen.

Ein 12 m breiter Parkweg soll überführt werden. Annahmen:

Spannweite = 8,00 m;
Verkehrslast = 500 kg/m²;
Versteinung = 500 kg/m²; $\mathfrak{M}_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$;
Zulässige Spannungen
$\sigma_b/\sigma_e = 35/1000$ kg/cm².

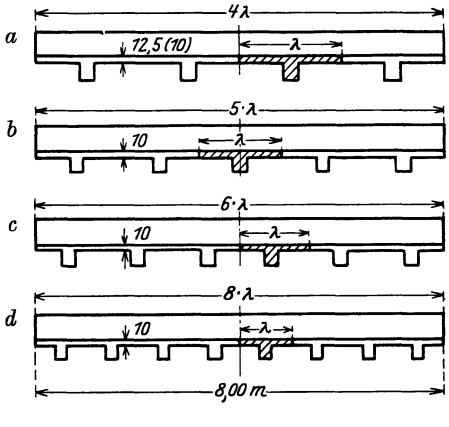


Abb. 324. Teilungsmöglichkeiten.

Zu prüfen ist, welche Teilung λ die wirtschaftlichste ist. Um einigermaßen übersichtliche und einfache Vergleichswerte zu erhalten, soll für die Bemessung der Platte das Moment $\mathfrak{M} = \frac{q \cdot \lambda^2}{15}$ zugrunde gelegt werden. Die Mindeststärke der Platte soll 10 cm betragen. Mindestquerschnitt der Plattenbewehrung: 3,3 cm². Die Plattenbalkenquerschnitte mögen so bemessen werden, daß die zulässigen Spannungen voll ausgenutzt werden. Durch eine kurze Voruntersuchung, bei der $\lambda = 1$ m, 2 m und 3 m gesetzt wurde und die Kosten als Funktion von λ graphisch aufgetragen wurden, ergab sich, daß die wirtschaftlichste Teilungszahl $n = \frac{\mathfrak{B}}{\lambda}$ sicher zwischen $n = 5$ und $n = 9$ liegt, wenn $\mathfrak{B}$ den Abstand der Randträger bezeichnet. Die für den weiteren Vergleich interessanten Zahlenwerte sind in der Zusammenstellung 111 aufgeführt.

Zusammenstellung 111. Vergleichswerte.

Nr.	Ausführung	a	b	c	d	e	Einheit
1	Teilungszahl $n = \frac{\mathfrak{B}}{\lambda}$	5	6	7	8	9	—
2	Rippenabstand λ	2,40	2,00	1,71	1,50	1,33	m
3	Plattenstärke d	12	10	10	10	10	cm
4	Plattenbewehrung Fe	5,6	4,7	3,3	3,3	3,3	cm²
5	Trägerhöhe d_0	66	68	63	58	57	cm
6	Trägerbreite b_0	28	24	24	24	24	cm
7	Trägerbewehrung Fe	50,8	38,8	37,5	36,1	33,3	cm²
8	Betonmenge für 1 m² Brücke .	0,183	0,170	0,174	0,177	0,185	m³/m²
9	Eisengewicht „ „ „ .	26,7	24,0	25,3	27,4	28,4	kg/m²*)
10	Schalungsfläche „ „ „ .	1,45	1,58	1,62	1,64	1,71	m²/m²
	Kosten:						
11	Beton: 1 m³ . . . . . 31,— M.	5,67	5,27	5,40	5,49	5,74	M/m²
12	Eisen: 100 kg . . . . . 26,— M.	6,94	6,25	6,58	7,13	7,39	M/m²
13	Schalung: 1 m² . . . . 2,60 M.	3,77	4,11	4,22	4,26	4.45	M/m²
14	Zusammen:	16,38	15,63	16,20	16,88	17,58	M/m²

*) Das Gewicht von 1 cm² Eisenbewehrung wurde mit rd. 1 kg/m angesetzt.

Der absolute Wert solcher Vergleichsrechnungen soll nicht überschätzt werden. Sie bieten aber ein vorzügliches Mittel zum Erwerb einer Sicherheit des Überblickes. Dagegen versagen sie mehr oder weniger, wenn die bei den Straßenverkehrslasten vorherrschenden Einzellasten zu berücksichtigen sind. Auch diese Frage soll zunächst nicht vom empirischen, sondern vom systematischen Standpunkt aus erörtert werden.

Die Fahrzeuge (Lastkraftwagen und Dampfwalzen) sind auf der Verkehrsdecke nicht wie die Straßenbahnen an das Gleis gebunden. Der Raddruck kann demnach an beliebiger Stelle des Querschnittes zur Wirkung kommen. Im allgemeinen werden die schmalfelgigen Wagen für die Fahrbahnplatte ungünstiger wirken als Walzen, wenn nicht leichter Wagenverkehr mit Walzen kombiniert ist.

Stimmt Rippenabstand λ mit Radspur s überein (Abb. 325a), so ist der Fall, daß jeder Träger den vollen Raddruck R aufzunehmen hat, immer möglich, stellt also die ungünstigste Belastung dar.

Wird nach Abb. 325b das Maß λ größer als s, so muß außer R noch die Zusatzlast $R \cdot \frac{v}{\lambda}$ aufgenommen werden. Die allgemeinen Gesetze der Wirtschaftlichkeit können diese Lösung als die bessere erscheinen lassen. Ist aber nach

Abb. 325c der Abstand λ kleiner als s, so kann der volle Raddruck stets infolge seiner seitlichen Bewegungsfreiheit einen Einzelträger voll beanspruchen. Daher erscheint es zunächst zwecklos, sein Trägheitsmoment durch engere Teilung zu verkleinern. Noch deutlicher zeigt dies der Fall Abb. 325d, wo $\lambda \leqq \frac{s}{2}$ angenommen ist.

Je näher sich die Rippen rücken und je größer der Wert d/λ wird, desto mehr müssen sich die Formänderungen der Nachbarrippen beeinflussen (Abb. 326). Die Berechnung der Kraftverteilung auf die benachbarten Rippen infolge steifer Plattenverbindung oder steifer Querriegel ist ein statisch sehr verwickeltes Problem. Besonders schwierig ist es, einigermaßen zutreffende Voraussetzungen zu machen, die eine solche Rechnung überhaupt erst ermöglichen. Daß aber im Falle der Abb. 325d der

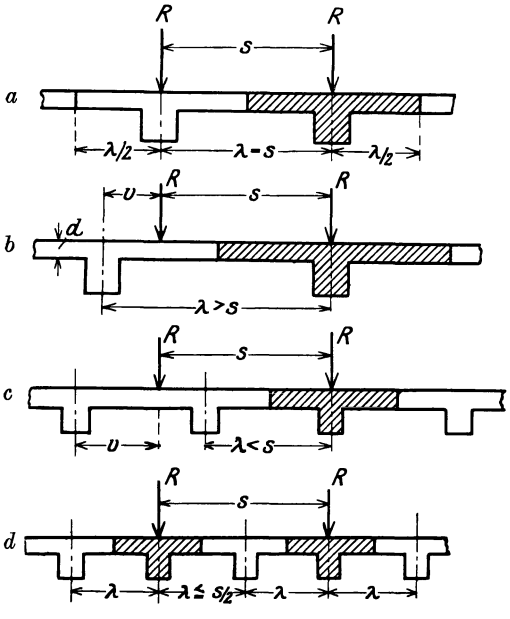


Abb. 325. Verteilung des Raddrucks.

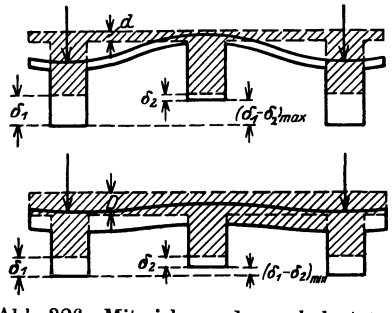


Abb. 326. Mitwirkung des unbelasteten Trägers.

Mittelträger an der Lastübertragung beteiligt sein muß, kann keinem Zweifel unterliegen. Einige Arbeiten, die diese Frage auf theoretischem Wege zu klären suchen, seien hierunter zusammengestellt:

Zschetzsche, A.: „Theorie lastverteilender Querverbände". Z. öst. Ing.-V. H. 43 bis 46. 1893.

Kögler, F.: „Über die lastverteilende Wirkung der Querträger". Armierter Beton H. 3. 1912.

Knäbel: „Wirkung, Abmessungen und Anordnung lastverteilender Querträger in Eisenbetonbalkentragwerken". Dissertation Hannover 1917. (Im Druck nicht erschienen.)

Lipold, J.: „Das Zusammenwirken von Längs- und Querträgern." Öst. Monatsschr. Baudienst H. 3. 1922.

Thullie, M.: „Die Druckverteilung auf die einzelnen Träger der Betonbrücken". Beton Eisen H. 4. 1922.

Hartmann: „Die stat. unbest. Systeme des Eisen- u. Eisenbetonbaues". 2. Aufl., S. 78. Berlin: W. Ernst & Sohn. 1922.

Müller, E.: „Über die lastverteilende Wirkung von Brückenbelägen". Bauing. H. 17, 18. 1923.

Knorr, F.: „Untersuchung über die Lastverteilung von Querträgern bei einer Balkenbrücke aus Eisenbeton". Armierter Beton H. 12. 1919.

Ergebnisse von Belastungsproben an ausgeführten Bauwerken sind enthalten in den Aufsätzen:

Frank, W.: „Die Verteilung von Radlasten bei Eisenbetonbrücken". Armierter Beton S. 363. 1913.

Frank, W.: „Die Querverteilung der Raddrücke bei Eisenbetonbalkenbrücken". Armierter Beton S. 49. 1914.

(Dieselben Angaben sind ferner zu finden in:
Frank, W.: „Eisenbetonbau" II. Aufl., S 164. Stuttgart: Konrad Wittwer, 1914.
Knorr, F.: „Untersuchung über die Lastverteilung ...". Armierter Beton S. 299, 1919).

Frank ermittelt für eine Straßenbrücke, deren Abmessungen und Belastung Abb. 327 zeigt, aus den gemessenen Durchbiegungen die in Zusammenstellung 112 (Reihe 3) angegebene Lastverteilung auf die einzelnen Unterzüge. Werden nach Abb. 327b die Anteile der Last auf die Unterzüge *II*, *III* und *IV* nach dem Hebelgesetz unter Voraussetzung freier Auflagerung der die Unterzüge verbindenden Platten berechnet, so ergeben sich dagegen die in Reihe 2 der Zusammenstellung 112 eingetragenen Werte.

Zusammenstellung 112. Querverteilung von Raddrücken.

1	Träger	*VI*	*V*	*IV*	*III*	*II*	*I*
2	Lastverteilung nach Rechnung .	—	—	4,56 t	5,88 t	4,56 t	—
3	Lastverteilung nach Versuch . .	1,5 t	2,3 t	3,0 t	3,0 t	3,0 t	2,2 t

Dem Verfasser erscheint es ebenso zweckmäßig, eine mehr gefühlsmäßige Schätzung an die Stelle der Rechnung zu setzen, da die Formänderungen so gedrungener Eisenbetonquerschnitte wohl kaum noch der angenommenen Gesetzmäßigkeit folgen.

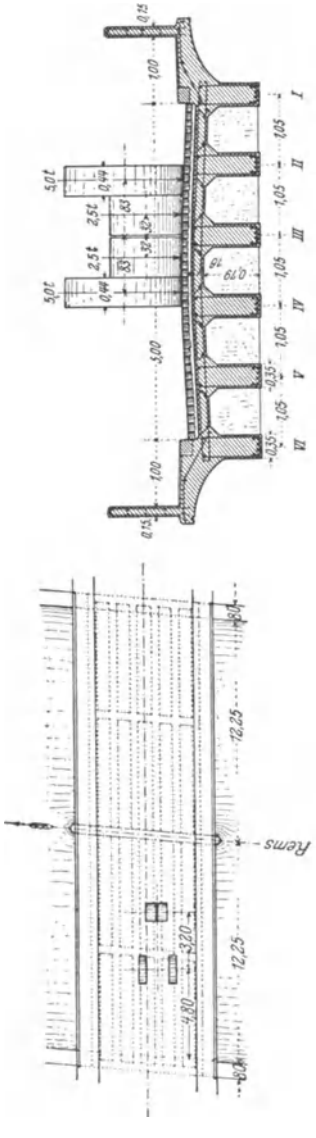


Abb. 327. Querverteilung der Raddrücke nach Frank.

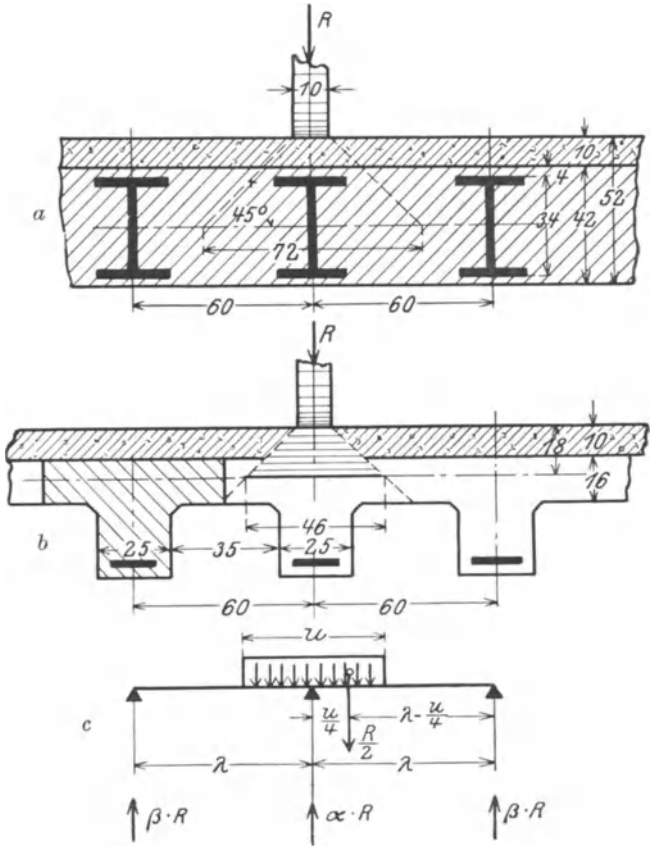


Abb. 328. Walzträgerbewehrung.

Zum Schluß möge noch eine Bauweise erwähnt werden, die als „Walzträgerbewehrung“ bekannt und in der Praxis sehr beliebt ist. Der Vorteil dieser Bauart liegt in der Einfachheit der Herstellung und den Ersparnissen an Lehrgerüstkosten.

Abb. 328a zeigt einen typischen Querschnitt. In dem Buche „Kommerell, Tafeln für Straßenbrücken aus einbetonierten Walzträgern“, Berlin: W. Ernst & Sohn, 1912, findet sich eine Zusammenstellung, die auszugsweise hierunter angegeben ist.

Zusammenstellung 113. Walzträger in Beton für Straßenbrücken.

Stützweite m	Bauhöhe cm	Trägerart I N.P.	Trägerabstand cm	Belastungsgleichwert t/m	Eisengewicht kg/qm
2,00	45	22	60	4,80	51,7
4,00	49	30	63	2,96	86,0
4,10	45	B 22	49	2,25	116,8
6,00	56	38	68	2,57	123,5
6,00	49	B 29	68	2,68	162,9
8,00	61	$42^1/_2$	55	1,96	187,4
8,00	52	B 34	60	2,03	219,0
10,00	73	55	73	2,57	227,4
10,10	61	B $42^1/_2$	63	2,15	266,5
12,10	78	B 60	85	2,94	277,7
12.20	63	B 45	49	1,63	367,4
14,00	88	B 70	73	2,72	349,7
14,00	68	B 50	45	1,56	456,7

Die Bauart trägt einen vorwiegend technisch-wirtschaftlichen Charakter; eine ganz einfache statische Begründung, nämlich das alleinige Wirken der eisernen Träger, ist daher angemessen.

Soll bei einem enggeteilten Eisenbetonquerschnitt (Abb. 328b) die ja günstig wirkende Lastverteilung berücksichtigt werden, so dürfte die in der Skizze *c* angedeutete Annahme einigermaßen den tatsächlichen Verhältnissen entsprechen.

Die Verteilungsbreite u ist eine Funktion der Plattendicke und Versteinungshöhe. Wird eine Lastminderungsziffer α in der Weise gebildet, daß die Werte

$$R \cdot \frac{\lambda - \frac{u}{4}}{\lambda} = R\left(1 - \frac{u}{4\lambda}\right) = \alpha \cdot R$$

und R selbst ins Verhältnis gesetzt werden, so ergeben sich folgende Zahlengrößen für α und $2\beta = 1 - \alpha$ (Abb. 328c).

Zusammenstellung 114. Lastminderungsziffern.

λ	$u = 46$ cm		$u = 60$ cm	
cm	α	2β	α	2β
60	0,81	0,19	0,75	0,25
100	0,89	0,11	0,85	0,15
160	0,93	0,07	0,91	0,09
200	0,95	0,05	0,93	0,07

Da die Nachbarrippen eine Zusatzlast βR erhalten, so ist naturgemäß zu prüfen, welchen Einfluß der nächstgelegene Raddruck etwa ausübt.

Schließlich wäre noch eine schätzungsgemäße Grenze anzugeben, bei deren Überschreitung die Platte durch Querriegel zu verstärken ist (etwa bei $d < 0{,}15\,\lambda$). Der Vorschlag bezweckt nur, einer zweifellos bestehenden Tat-

sache in vernünftigen Sicherheitsgrenzen Rechnung zu tragen. Der Anwendung verfeinerter Untersuchungsmethoden steht nichts im Wege, wenn der Entwerfende eine ausreichende Harmonie zwischen Annahme und Wirklichkeit feststellen kann.

Die Formgebung von Tragwerkquerschnitten, die bei großen Hauptträgerabständen eine klare Querträgergliederung zeigen, bietet systematisch nichts Neues.

3. Eisenbahnbrücken. Die Verkehrsdecke der Eisenbahnen bringt durch die einheitliche Gestaltung des Oberbaues sehr einfache Belastungsverhältnisse. Der Bettungskoffer soll nach den Bestimmungen 1925, § 14,13 bis Schwellenoberkante mindestens 40 cm hoch sein. Die seitliche Begrenzung ist durch die Forderung gegeben, daß das Geländer das Normalprofil ($b = 4{,}40$ m) frei läßt. Daraus folgt das Maß der Abb. 329 mit 4,55 m zwischen den Außenkanten. Ein etwa geforderter Beamtensteg ist seitwärts auszukragen. Das Tragwerk kann bei kleinen Durchlässen bis etwa 2,0 m Spannweite als einfache Eisenbetonplatte ausgeführt werden. Für die in Abb. 329a dargestellte Querschnittsform gibt Kommerell „Tafeln für Einbahnbrücken"; Berlin: Ernst & Sohn, 1911 zahlreiche Normalmaße. Ein Auszug ist in Zusammenstellung 115 enthalten.

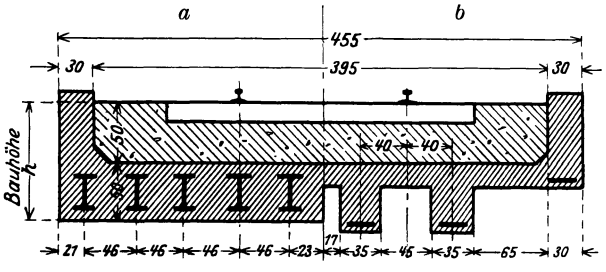


Abb. 329. Eisenbahnbrücken-Querschnitte.

Zusammenstellung 115. Walzträger in Beton für Eisenbahnbrücken.

Stützweite m	Bauhöhe h cm	Träger Nr.	Träger Abstand cm	Betonstärke cm
2,3	90	21	40	25
3,4	97	27	40	32
4,4	104	34	46	39
5,8	100	30 B	44	35
6,6	115	45	46	51
7,5	122	50	46	57
8,6	118	45 B	45	53
9,6	123	50 B	45	58
10,5	128	55 B	45	63
11,7	139	65 B	44	74

Diese Bauart läßt sich demnach bis zu Spannweiten von rd. 12 m anwenden. Wird die Auflösung der Platte in Rippenbalken vorgezogen, so sind die durch die Schiene gebundenen Radlasten zentrisch von je einem Träger oder einem Trägerpaar aufzunehmen. Die Anordnung von je drei Rippen ist bei der engen Spur (Achsabstand 1,50 m) nicht mehr möglich.

Abb. 329b zeigt den Querschnitt für eine kleine Spannweite. Die äußere Kofferwand wird als Randträger armiert. In Abb. 330 ist der Querschnitt einer größeren Brücke schematisch dargestellt, bei der auf jede Radlast nur ein Träger kommt. Die Platte muß so stark sein, daß sie die Koffer-Randlast aufnehmen kann.

In einer Abhandlung „Die Plattenbalkenbrücken aus Eisenbeton unter Eisenbahngleisen" (Bauingenieur 1925, S. 594) untersucht der Verfasser O. Skall den Einfluß, den die Erleichterung der Bestimmungen 1925 gegen-

über 1916 hinsichtlich der Berechnung der Betonzugspannungen für die Vergrößerung der zulässigen Spannweiten haben kann. Die frühere Forderung des Nachweises: $\sigma_{bz} \leqq 24$ kg/cm² ist fallen gelassen (Vorschriften 1916, § 17, 5). Unter ihrem Einfluß ist als größte Spannweite die Mittelöffnung der Dreifeldbrücke Biberach mit 14,0 m ausgeführt[1]). Der in Abb. 330 dargestellte Querschnitt ist nach den Bestimmungen 1925 für eine Spannweite von 17 m ohne Einspannung errechnet.

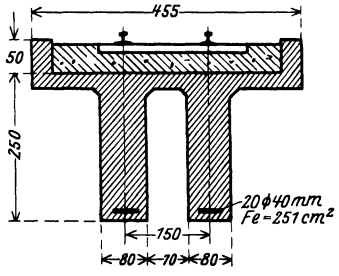


Abb. 330. Eisenbahnbrücke nach den Eisenbetonbestimmungen 1925.

Für das sog. Stadium *I* (S. 203), bei dem $E_{bd} = E_{bz}$ gesetzt wird, ergibt sich eine Betonzugspannung $\sigma_{bz} = 28$ kg/cm², die nach den alten Vorschriften nicht zulässig war.

Wird die Annahme des Stadiums *IIa* (s. S. 203) zugrunde gelegt, und zwar mit $E_{bd} = 2\,E_{bz}$, so wird $\sigma_{bz} = 18$ kg/cm². Hinsichtlich weiterer Einzelheiten wird auf den genannten Aufsatz verwiesen.

Welche Annahme für die Wertziffer $\frac{E_{bd}}{E_{bz}}$ der Wirklichkeit entspricht, dürfte auch durch Versuche nicht mit befriedigender Schärfe festgestellt werden können. Von allen Eigenschaften des Betons ist die Zugelastizität die empfindlichste in ihrer Abhängigkeit von den vielen Faktoren der Betonbereitung. Die Stadien *I* und *IIb* sind Grenzwerte. Die Wahl des Grades von Stadium *IIa*, das im vorliegenden Falle seine besondere Anwendungsberechtigung hat, muß je nach Material und erwünschter Sicherheit mehr nach der Richtung *I* oder *IIb* hin erfolgen.

II. Widerlager. Die Bauart der Widerlager ist verschieden, je nachdem das Tragwerk als einfacher Balken gelagert ist oder als eingespannter Balken mit dem Widerlager zusammen das sog. Rahmenbauwerk bildet. Die Sicherung der Wirkung der Auflager des einfachen Balkens, die im Abschnitt S. 277ff. systematisch erläutert ist, erfordert als Abschluß gegen die normale Erdlagerung des oberen Verkehrsweges eine kofferartige Ausbildung des Widerlagerkopfes nach Abb. 331. Da auch die ausgekragten Gehwege in diesen Raum einbezogen sein müssen, so kann eine Ersparnis an Widerlagerbreite nur eintreten, wenn es gelingt, die Krag-Konstruktion durch eine im gewachsenen Boden zu fundierende kleine Herdmauer, vorhandene Ufermauer oder dgl. zu begrenzen. Liegt der obere Verkehrsweg auf einem Damm, so ist das nicht möglich.

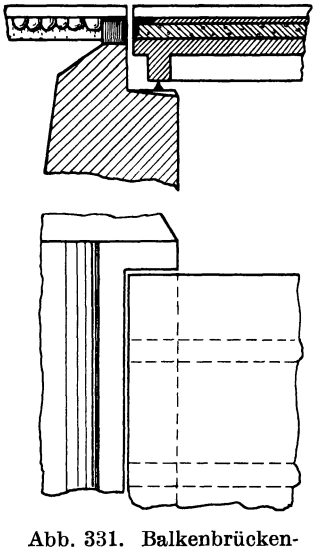


Abb. 331. Balkenbrücken-Widerlager.

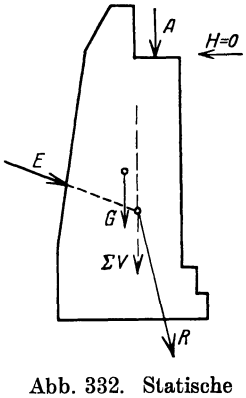


Abb. 332. Statische Untersuchung des Widerlagers.

Das Widerlager ist nach den Regeln für die Ausbildung von Stützmauern (s. S. 257) im Sinne der Abb. 332 so zu formen, daß der Erddruck in Auf-

[1]) Schaechterle: Beton Eisen 1922, S. 133.

lagerhöhe keine horizontale Kraft auf das Tragwerk abgeben kann. Beim Rahmenbauwerk (Abb. 333) läuft die Tragwerksdecke in die abschließende Wand des Widerlagers kontinuierlich über. Die obere Verkehrsdecke ist in ihrer glatten Durchführung nicht behindert.

Die auf das Bauwerk wirkenden wagerechten Erddruckkräfte finden teilweise einen Ausgleich in Längskräften, die durch den Riegel des Rahmens übertragen werden. Sind Pfostenfußgelenke vorhanden, so ist die Kraftverteilung eindeutig zu bestimmen. Bei Einspannung, d. h. Flächenlagerung des Widerlagers, wird die Kraftverteilung sehr unsicher. Das Streben nach einem hohen Sicherheitsgrade, der für die Gestaltung des Fundamentes gefordert werden muß, führt in praktischen Fällen meist dahin, das Widerlager ohne Rücksicht auf die Abstützung durch den Balken nach dem Schema der Abb. 332 zu berechnen. Diese Annahme würde etwa der Vorstellung entsprechen, als wäre die Brücke nur einseitig hinterfüllt und das anderseitige Fundament nicht in der Lage, wagerechte Kräfte aufzunehmen.

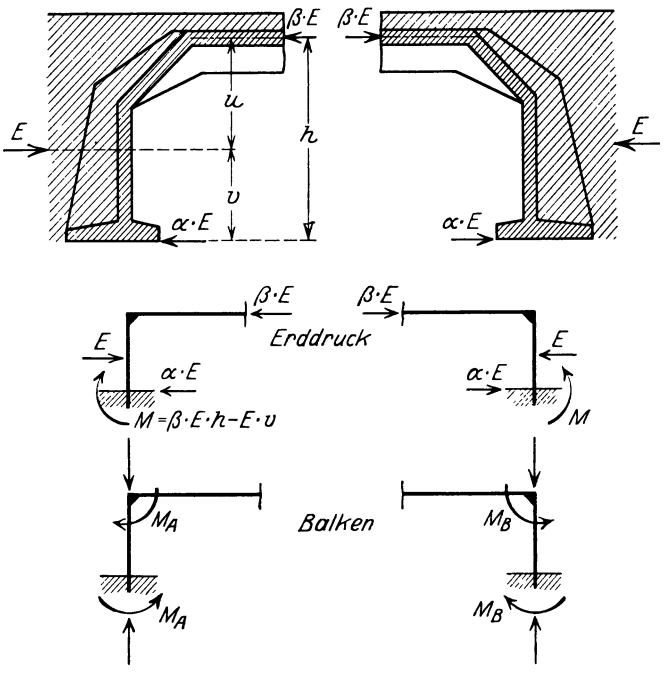


Abb. 333. Fundamentberechnung für Rahmenbrücke.

Diese Grundlage ist offensichtlich überaus ungünstig. Wie weit der verantwortliche Ingenieur von der zweifellos in Wirklichkeit vorhandenen günstigeren Sachlage für die Rechnung Gebrauch machen darf, indem er z. B. die Werte der zulässigen Bodenpressung heraufsetzt, ist eine Frage, die je nach den örtlichen Verhältnissen, dem persönlichen konstruktiven Empfinden und dem wirtschaftlichen Einfluß dieser Auswertung jeden Vorteils entschieden werden muß.

III. Flügel. Die Flügelmauern bilden die unmittelbare Fortsetzung des Widerlagers nach beiden Seiten hin. Das Zwischenglied der Stirnmauern und Zwickel fehlt gegenüber der Bauausführung bei den gewölbten Brücken, die im Abschnitt S. 324 eingehend behandelt ist. Die an dieser Stelle gegebenen Erläuterungen sind in sinngemäßer Anpassung für die Flügelmauern der Balkenbrücken maßgeblich.

IV. Bewehrung von Ecken und Knoten. Die Einzelheiten der Bewehrung sind in dem Abschnitt „Spannung und Abmessung", S. 164, ganz allgemein nach den Arten der Beanspruchung der Bauglieder durch N, M, Q und deren Kombinationen behandelt. Danach ist die Querschnittsbemessung und die Disposition der Eiseneinlagen zu wählen. Die Grundgesetze wiederholen sich fortgesetzt, so daß an dieser Stelle auf eine nochmalige Erörterung verzichtet werden kann.

Neue Gesichtspunkte treten auf, wenn die Baugliederachsen unter einem Winkel α, meist dem rechten Winkel, zusammenstoßen. Daher sollen die wichtigsten Verbindungen kurz besprochen werden.

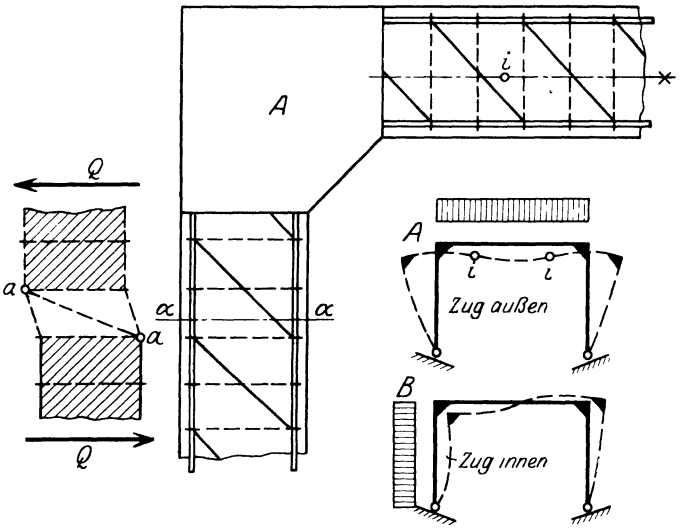


Abb. 334. Rahmenecke.

a) Rahmenecken. Aus dem Vergleich der Belastungsfälle ist festzustellen, ob eine Rahmenecke (Abb. 334) innen oder außen Zugspannungen erhält. Kommt beides vor, so ist für die Disposition der Eiseneinlagen der Fall zugrunde zu legen, der die größere Zerreißgefahr bringt. Für den umgekehrten Spannungssinn ist dann die Bewehrung zu ergänzen.

Gegeben ist die Normalbewehrung der Stäbe bis zum Einlauf in das Eckgebiet *A*. Die Richtung etwa erforderlich werdender Schräg-Eisen im Pfosten wird am einfachsten nach dem Schema der Nebenskizze der Abb. 334 bestimmt. Auf die Bemerkung S. 262, Abb. 171 wird dabei verwiesen.

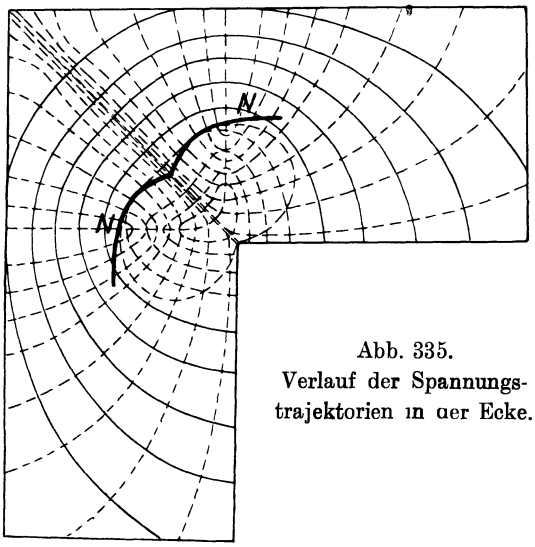


Abb. 335. Verlauf der Spannungstrajektorien in der Ecke.

Für die Lage der Eisen innerhalb der Ecke sind die Spannungsverhältnisse in diesem Gebiet maßgeblich.

Gehler, „Der Rahmen", III. Aufl., 1925, Ernst & Sohn, gibt S. 254ff. eine erschöpfende Darstellung aller Versuche und rechnerischen Methoden, die dieses Spannungsproblem geklärt haben[1]).

Die Ergebnisse dieser Versuche sind hinsichtlich der Spannungsverteilung

[1]) Die wichtigsten sind: v. Bach: Forsch.-Arb. V. d. I. 1901, H. 4, S. 35. — Wieghardt: Forsch.-Arb. V. d. I. 1908, H. 49, S. 15. — Preuß: Forsch.-Arb. V. d. I. 1912, H. 126, S. 1. — Hönigsberg: Z. öst. Ing.-V. 1906, Nr. 35.

so weit übereinstimmend, daß das von Jackson in seiner Dissertation „Spannungslinien bei Berücksichtigung der lokalen Pressungen", Stuttgart 1907, gezeichnete Schaubild der Spannungstrajektorien der Abb. 335 als Grundlage für die Führung der Eiseneinlagen angenommen werden kann.

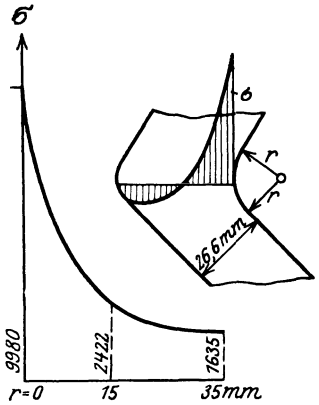


Abb. 336. Einfluß der Eckausrundung.

Der große Einfluß, den die Eckausrundung auf die Spannungsverminderung ausübt, ist in der schematischen Skizze Abb. 336, die die Ergebnisse der Preußschen Versuche darstellt, erkennbar.

Für die Bewehrung einer Druckecke *A* (Abb. 334) ist demnach folgendes zu beachten:

Die theoretisch beste Lösung wäre Führung der Hauptbewehrung im $^1/_4$ Kreis (Abb. 337), die aber aus praktischen Gründen durch die Sehne mit weichen Abrundungen ersetzt werden sollte. Die Anordnung der Eisen am äußeren Rahmenrande rechtwinklig abgebogen ist fehlerhaft. Am inneren Rande der Eckabrundung ist eine Eiseneinlage erforderlich zum Halten der Bügel und zum Schutz der Betonkante. Sie dient bei Umkehrung des Spannungssinnes als Zugeisenquerschnitt. Die Bügel liegen radial.

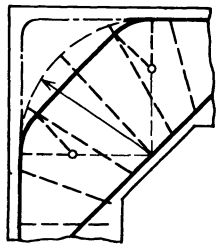


Abb. 337. Bewehrung der Rahmenecke.

In dieses Eisengeflecht, das dem Spannungsschema des Eckgebietes für sich angepaßt ist, müssen die Normalbewehrungen von Pfosten und Riegel so eingeführt werden, daß jedes Eisen seine volle Verankerung durch Haken und Haftfestigkeit findet. Dabei ist eine für die Baustelle praktische Zusammenführung der Eisen von Riegel zu Pfosten sehr gut möglich. Wenn sie auch u. U. eine gewisse Überbewehrung des Eckgebietes zur Folge haben kann, so ist sie gegenüber einem zu weit gehenden Spartrieb an Eisenlängen nicht nur konstruktiv, sondern oft auch wirtschaftlich günstiger. Abb. 338 gibt eine schematische Skizze eines Bewehrungsbeispieles.

Abb. 338. Rahmenecke.

b) Knoten von Fachwerkträgern. In den Knoten von Fachwerkträgern werden die Spannungsverhältnisse ähnlich liegen, wie eben beschrieben wurde. Da aber die Kräfte im allgemeinen geringer sind, so wird eine einfachere Ausbildung ohne genauere Spannungsermittlung berechtigt erscheinen. Genügende Vorsicht, die bei diesen Baugliedern besonders geboten ist, kann durch eine kräftige Behandlung des Eisengeflechtes beachtet werden.

Abb. 339 zeigt einen Teil der Bewehrung eines Vierendeelträgers, während Abb. 340 der Veröffentlichung einer französischen Fachwerkbrücke entnommen ist.

Über Lager und Gelenke gibt ein besonderer Abschnitt S. 372 Auskunft.

B. Balken- und Rahmenbrücken mit mehreren Öffnungen.

Der Leser wird gebeten, die allgemein gehaltenen Darlegungen über die Ausführungsmöglichkeiten dieser Brückenform auf S. 290 durchzusehen.

Im Gegensatz zu den gewölbten Bauwerken mit mehreren Öffnungen, bei denen die Eigenart der massiven Gewölbe die Verfolgung der gegenseitigen Beeinflussung über die beiden unmittelbar benachbarten Öffnungen hinaus auf außergewöhnliche Sonderfälle beschränkte, kann bei den biegungsfesten Balkentragwerken dieser Einfluß große Wichtigkeit erlangen. Die Auflösung in die Hauptteile muß hier lauten:

Durchlaufendes Tragwerk auf mehreren Stützen;
Zwischenpfeiler;
Widerlager und Flügel.

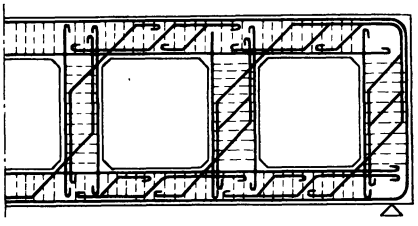


Abb. 339. Vierendeel-Träger.

Die Widerlager und Flügel unterscheiden sich in keiner Hinsicht von den Konstruktionselementen, die im vorigen Abschnitt S. 353 beschrieben sind. Die dort gegebenen Erläuterungen sind daher auch für die hier zu behandelnden Bauwerke anzuwenden.

I. Durchlaufendes Tragwerk mit mehreren Stützen. Die Ausführungen, die über die Querschnittsgestaltung der Gehweg- (S. 345), Straßen- (S. 345) und Eisenbahnbrücken (S. 352) gemacht sind, behalten ihre Gültigkeit. Das Neue besteht nur darin, daß für die Ermittlung der Momente und Querkräfte die Gesetze des einfachen und eingespannten Balkens durch die statischen Probleme des durchlaufenden Balkens und der mehrstieligen Rahmen zu ersetzen sind.

Die Annahmen einer statischen Berechnung sollten von einem gesunden Kompromiß zwischen äußerster wissenschaftlicher Folgerichtigkeit und praktisch-zunftmäßiger Faustregelanwendung ausgehen. Auch der Verbrauch von intellektueller und büromäßig handwerklicher Arbeit muß von wirtschaftlichen Belangen geregelt werden.

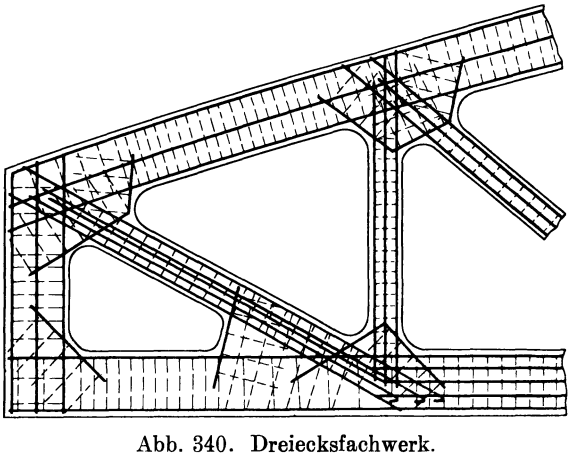


Abb. 340. Dreiecksfachwerk.

Die statischen Probleme des durchlaufenden Balkens und gar der mehrstieligen Rahmen lassen eine sehr weitgehende Verfeinerung der rein theoretischen Behandlung zu. Die Grenze für den Verfeinerungsgrad bietet nach dem Bilde der konvergenten Reihen die Erkenntnis, daß der Einfluß des nächsten Gliedes, im Maßstabe des „Ganzen“ gemessen, nicht mehr von Bedeutung ist. Das Urteil ist zugleich vom technischen Standpunkt zu fällen, ob nämlich der Sicherheitsgrad sich noch nennenswert ändern kann — und vom wirtschaftlichen Standpunkt, ob bei wachsender Verfeinerung der Rechnung die konstruktive Verbesserung Ersparnisse bringt, die „zu Buche schlagen“, oder bei roherem Rechnen das Mehr infolge ungünstigerer einfacherer Grundlagen das Ausführungssoll relativ schwer belastet.

Die Untersuchung des durchlaufenden Balkens mit Hilfe von Einflußlinien ist eine zeichnerische Arbeitsmethode, erfordert also büromäßige Behandlung. Sie ist unabhängig von der Voraussetzung gleicher Einzelspannweiten und gibt Aufschluß über den Einfluß jeder beliebigen Laststellung.

Von ähnlicher umfassender Allgemeingültigkeit sind die Clapeyronschen Gleichungen (Dreimomentengleichungen). Sie gestatten aber bei Einzellasten nicht das unmittelbare Erkennen der ungünstigsten Laststellung. Sie liefern zwar für gegebene Belastungsfälle auf rein rechnerischem Wege eine schnelle Übersicht über die Momentenverteilung und von dieser ausgehend auch die Querkraftflächen. Da aber meist mehrere Belastungsfälle zu prüfen sind, so muß für jeden neuen Fall die ganze Rechnung von vorn durchgeführt werden.

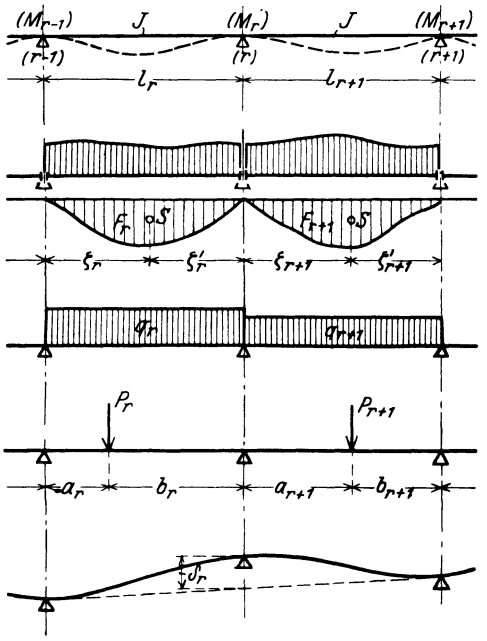


Abb. 341. Durchlaufender Träger.

Vorteilhaft ist, daß an jeder Stelle die Kontinuitätswirkung unterbrochen werden kann (Gelenke), und daß auch geschätzte Einspannungsmomente berücksichtigt werden können.

Der Ansatz ist statisch klar, durchsichtig und anschaulich vorstellbar.

Die Clapeyronsche Grundgleichung in ihrer verallgemeinerten Form ist ein so wertvolles technisches Handwerkszeug, daß sie mit einfachster erläuternder Abb. 341 hier wiedergegeben werden soll.

Sie lautet bei konstantem Trägheitsmoment J in allen Feldern:

$$\mathfrak{M}_{r-1} \cdot l_r + 2 \cdot \mathfrak{M}_r \cdot (l_r + l_{r+1}) + \mathfrak{M}_{r+1} \cdot l_{r+1} = N_r.$$

Das „Belastungsglied“ N_r gibt den Einfluß der auf das Tragwerk wirkenden äußeren Ursachen an. Es ist

a) für beliebige Belastung:

$$N_r = -\frac{6 \cdot F_r \cdot \zeta_r}{l_r} - \frac{6 \cdot F_{r+1} \cdot \zeta'_{r+1}}{l_{r+1}},$$

wobei F_r und F_{r+1} die Inhalte der Momentenflächen für die „einfachen Balken“ mit der Stützweite l_r bzw. l_{r+1} bedeuten,

b) für gleichmäßig verteilte Belastung:

$$N_r = -\frac{q_r \cdot l_r^3 + q_{r+1} \cdot l_{r+1}^3}{4},$$

c) für Einzellasten:

$$N_r = -\frac{\Sigma P_r \cdot a_r \cdot (l_r^2 - a_r^2)}{l_r} - \frac{\Sigma P_{r+1} \cdot b_{r+1} \cdot (l_{r+1}^2 - b_{r+1}^2)}{l_{r+1}},$$

d) für Stützensenkungen:

$$N_r = -\frac{6 \cdot E \cdot J \cdot \delta_r \cdot (l_r + l_{r+1})}{l_r \cdot l_{r+1}},$$

e) für Temperaturänderungen:

$$N_r = -3 \cdot E \cdot J \cdot \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot (l_r + l_{r+1}),$$

wobei $\Delta t = (t_u - t_0)$ die konstant angenommene Temperaturdifferenz zwischen

Oberkante und Unterkante des Trägers und h die ebenfalls konstante Trägerhöhe bedeutet.

Mit diesen beiden statisch umfassenden, aber doch viel individuelle Gedankenarbeit erfordernden Methoden kann die Praxis nicht all ihren Aufgaben gerecht werden. Sie muß Vorteil daraus ziehen können, daß die Öffnungsteilung aus vielfachen technischen Gründen möglichst gleichmäßig oder doch wenigstens nur nach End- und Mittelöffnungen gruppiert ist. Sie muß außerdem für ihre so dringend erwünschten Überschlagsrechnungen ein bequem zu benutzendes Hilfsmittel besitzen, das ihr das Ablesen und damit das kritische Vergleichen annähernd zutreffender Momenten- und Querkraftwerte ermöglicht.

Die Benutzung geeigneter Tabellen ist ein unabweisbares Bedürfnis für sachliche Entwurfsarbeit. Sie sind daher in jedem Taschenbuch enthalten, in vielen besonderen Tabellenwerken veröffentlicht und bilden den Gegenstand zahlreicher Zeitschriftenaufsätze. Das Verdienst, auf diesem Gebiet bahnbrechend gewirkt zu haben, gebührt Winkler. Die sog. Winklerschen Zahlen für gleichmäßig belastete Träger auf 3 und 4 Stützen bei gleichen Feldweiten l geben die größten Biegungsmomente in der Form

$$M_{\max} = (ag + bp)\,l^2 \quad \text{und} \quad M_{\min} = (ag + cp)\,l^2.$$

Auf dieser Grundlage sind letzten Endes alle Erweiterungen und Verbesserungen aufgebaut. Dem Zweck des Buches entsprechend soll hier nicht irgendeine der vorhandenen Tabellen abgedruckt werden. Die bekannten Arbeiten sind zunächst nach Art und Umfang gekennzeichnet. Anschließend ist dann eine ganz kurze kritische Würdigung gegeben und die Art der praktischen Verwendung erläutert.

Die Tabellen sind grundsätzlich zu unterscheiden nach der Art der Belastungsannahme. Ein Teil, und zwar die Mehrzahl, begnügt sich damit, für eine mehr oder weniger reichhaltige Auswahl von Belastungsfällen die Werte zusammenzustellen.

Der andere Teil enthält die Ordinaten von Einflußlinien, liefert also die Grundlage für die Berücksichtigung jeder beliebigen Laststellung.

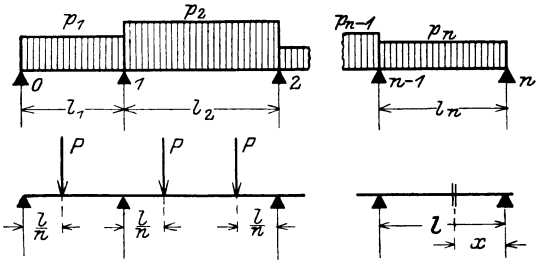


Abb. 342. Bezeichnungen für durchlaufende Balken.

A. Tabellen für gegebene Lastarten (Abb. 342).

I. Foerster: Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl. 1921; I. S: 950 ff. Berlin: Julius Springer. Bearbeitet von Löser.

$$l = \text{const};\ p = \text{const};\ n = 2 - 4;\ P \text{ in } \frac{l}{2}, \frac{l}{3}, \frac{l}{4}$$

und weitere Sonderfälle.

Grenzwerte M und Q für jeden angegebenen Querschnitt x/l.

II. Hütte: 24. Aufl. 1924 III, S. 264 ff. Berlin: W. Ernst & Sohn. Bearbeitet von Kersten (nach Fuchs, Skall und Pederssen).

$$l = \text{const};\ p = \text{const};\ n = 2 - 5;\ P \text{ in } \frac{l}{2}, \frac{l}{3} \text{ und } \frac{l}{4}.$$

Grenzwerte M für einen Querschnitt x/l, der am ungünstigsten beansprucht ist, und Stützendrücke.

Außerdem Winklersche Zahlen für $M_{\max}$ und $M_{\min}$ bei $n = 2 - 4$.

III. Betonkalender 1925, Tl. I, S. 220 ff. Berlin: W. Ernst & Sohn. Bearbeitet von Mensch-Gesteschi.

$$l = \text{const}; \; p = \text{const}; \; n = 2 - 5; \; P \text{ in } \frac{l}{2}, \frac{l}{3} \text{ und } \frac{l}{4};$$

außerdem Umrechnungswerte.

Winklersche Zahlen für M_{max} und M_{min} bei $n = 2$ und 3; Ordinaten der M-Linien für $n = 2$ bei ungleichem l;

Winklersche Zahlen für Streckenlasten bei $n = 2$ und 3, $l = \text{const}$, nach Dr. Lewe (Dt. Bauzg. 1912, Zementbeilage S. 154).

Grenzwerte M für einen Querschnitt x/l, der am ungünstigsten beansprucht ist.

IV. Zementkalender 1925, Berlin, Zementverlag, S. 332 ff.

$$l = \text{const}; \; p = \text{const}; \; n = 2 - 4;$$

Einfluß von P in Formeln.

Grenzwerte der Winklerschen Zahlen.

V. Boerner: Vorschriften und Formeln für die Ausführung und Berechnung von Massivkonstruktionen. Berlin: W. Ernst & Sohn, 2. Aufl. 1921, S. 146 ff.

$$l = \text{const}; \; p = \text{const};$$

Winklersche Zahlen bei $n = 2 - 4$; Größtwerte der Stützendrücke und Momente für $n = 2 - 5$ infolge P in $l/2$, $l/3$, $l/4$, $l/5$ u. a, sowie infolge Streckenlast für x/l in Stufen von je 0,05.

Eines dieser Taschenbücher ist sicherlich in der Hand jedes Ingenieurs. Als Abhandlungen, die die Berücksichtigung beliebiger Belastung gestatten, sind die folgenden zu nennen. In der Auswahl sind nur solche Arbeiten aufgeführt, die sich an den akademisch vorgebildeten Leserkreis wenden.

B. Tabellen für Ordinaten von Einflußlinien.

I. H. Müller-Breslau: „Graphische Statik", 5. Aufl. Bd. II, 1. Abt., S. 366/367. Stuttgart: Alfred Kröner.

Die Tabelle enthält sog. „ω-Werte", mit deren Hilfe die Einflußlinien für die Stützmomente für Träger mit beliebiger Feldweite und Felderzahl aufgetragen werden können; $J = \text{const}$.

II. G. Griot: „Interpolierbare Tabellen ...", Zürich, 3. Aufl. 1924, im Selbstverlage des Verfassers.

Ordinaten von Einflußlinien für M und Q an zahlreichen Querschnitten x/l für $n = 2$ bis 4 bei ungleichen Feldweiten; $J = \text{const}$.

III. V. Lewe: „Berechnung durchlaufender Träger ..." 1916. Borna-Leipzig: Robert Noske.

Fertige Zahlenrechtecke zur Berechnung der Ordinaten von Einflußlinien für Stützmomente. $l = \text{const}$; $l/J =$ Steifigkeitsverhältnis $= \text{const}$; $n = 2$ bis 8.

IV. Lederer: „Analytische Ermittlung und Anwendung von Einflußlinien". Berlin: W. Ernst & Sohn. 1908.

Die Eigenart des statischen Problems bringt es mit sich, daß zahlreiche Wege eingeschlagen werden können, um zu einer brauchbaren Vereinfachung zu gelangen. Eine Normalisierung ist kaum durchführbar, da auch der Aufgabenkomplex außerordentlich vielgestaltig ist. Wird die große Reihe der genannten Vorschläge ganz allgemein kritisch betrachtet, so ist vielleicht das Ergebnis wie folgt zusammenzufassen.

Bei gleichen Feldweiten ist die Tabellenbenutzung immer bequem, wenn der vorliegende Belastungsfall wenigstens annähernd in der Tabelle enthalten ist.

Bei ungleichen Feldweiten, besonders bei unsymmetrischer Aufteilung, werden die Tabellen mit steigender Felderzahl immer unübersichtlicher. Sie behandeln nur gleichmäßig verteilte Belastung, keine Einzellasten. Da sie eine kontinuierliche Reihe der möglichen Verhältnisse $l_{(n-1)} : l_n$ nicht geben können, muß interpoliert werden. Die Tabellen bleiben dem Ingenieur fremd, da er sie zu selten benutzt, denn ein solches Hilfsmittel ist nur so lange wertvoll, als es fast automatisch angewendet werden kann. Damit wachsen die Fehlerquellen. Kommen dann noch Umrechnungswerte mit undurchsichtigen

Gleichungen hinzu, wie sie in Zeitschriften mehrfach vorgeschlagen werden, dann bleibt schließlich kaum noch Arbeitsersparnis übrig, während die Nachprüfbarkeit immer mehr erschwert wird.

Wenn die Feldweiten nicht gar zu verschieden sind, wird eine gefühlsmäßige Abänderung der für gleiche Feldweiten geltenden Werte zu ausreichend sicheren Ergebnissen führen, da der kritische Vergleich mit den normalen Werten zur Verfügung steht. Die Anwendung der Clapeyronschen Gleichungen dürfte bei weitergehendem Bedürfnis nach Schärfe der Rechnung nicht umständlicher sein.

Für die Auftragung von Einflußlinien ist das Müller-Breslausche Verfahren, Benutzung der ω-Werte, ganz allgemein brauchbar. Bei der Beschränkung auf die von Griot (S. 360) und Lederer (S. 360) behandelten Systeme bieten diese Tabellen Erleichterungen. Sehr umfassend und auch für durchlaufende Rahmen anwendbar ist die von Lewe (S. 360) ausgearbeitete Rechenmethode.

Diese Angaben mögen ein möglichst vereinfachtes Bild von dem augenblicklichen Stande der umfangreichen und mit großer Liebe zur Sache geleisteten Arbeit auf diesem Gebiete geben. Daß eine Neigung zum tabellarischen Darstellen den Bearbeiter leicht über das Ziel praktischer Brauchbarkeit hinausführt, ist eine begreifliche Erscheinung.

Die Behandlung des durchlaufenden Trägers ist dem Kapitel über Brückenbau eingegliedert. Im Abschnitt „Ingenieurhochbauten“ werden die statischen Grundlagen der „Rahmen“ erörtert, da sie dort von erheblich größerer Bedeutung sind. Die statischen Systeme kommen natürlich in beiden Gebieten vor, daher wird im Einzelfalle auf eine der beiden Darstellungen hingewiesen werden.

Die Bestimmungen 1925 enthalten ihrem Zwecke entsprechend für normale Bauaufgaben ganz erheblich vereinfachte Annahmen, die besonders sorgfältig abgestimmt worden sind, und zwar über

Momentenermittlung	§ 17, 11	Querkraftermittlung	§ 17, 12
Stützkraftermittlung	§ 17, 13	Stützenbiegung	§ 17, 15.

Zu den durchlaufenden Trägern gehört der sog. Gerberbalken, der die statische Unbestimmtheit durch Einschaltung von Gelenken beseitigt. Die statischen Grundlagen dieses Systems werden als bekannt vorausgesetzt. Die statische Untersuchung eines gegebenen Belastungsfalles und die Auftragung von Einflußlinien sind so einfach, daß ein Bedürfnis nach einer Erleichterung der Methoden für schnelle Überschlagsrechnungen nicht besteht. Die technische Ausführung von Gelenken in einem steinernen Balken bedarf dagegen besonders vorsichtiger Bearbeitung. Die zu beobachtenden Gesichtspunkte sind auf S. 277 näher erörtert.

II. Zwischenpfeiler. Wird das durchlaufende Balkentragwerk auf den Zwischenpfeilerköpfen gelenkig gelagert, so kann eine Bauausführung nach Abb. 343a gewählt werden. Der Pfeiler wird durch die elastische Trägerbiegung nicht beeinflußt. Er kann aus druckfestem massivem Baustoff hergestellt werden.

Abmessungen und Formgebung richten sich nach dem Verhältnis von Baustoffspannung zu Bodenpressung. Am Pfeilerkopf können wagerechte Kräfte auftreten, die bei Anordnung beweglicher Lager aus der Reibung, bei Wahl nur fester Gelenke aus Erwärmung der einzelnen Öffnungen herrühren. Ist der Ausbau als Strompfeiler erforderlich, so muß die Form *a* ausgeführt werden, da schlanke Eisenbetonpfeiler sich für diese Aufgabe nicht eignen. Der ästhetische Eindruck der Brücke wird nicht leicht befriedigend ausfallen, wie Abb. 344 zeigt, wenn nicht die unorganische Lagerfuge äußerlich verkleidet wird.

Der Pendelpfeiler nach Abb. 343b könnte nur in Eisenbeton ausgeführt werden. Sein Vorteil ist die Zentrierung des Stützdruckes und die daraus folgende Mindestbreite des Fundamentes. Nur wenn die Art des Baugrundes besondere Vorsicht erfordert, kann diese Lösung gegenüber *c* und *d* erwünscht sein.

Wenn das Tragwerk nicht als durchlaufender Balken, sondern als mehrstieliger Rahmen ausgeführt ist, so erhält der Stiel bzw. der Zwischenpfeiler

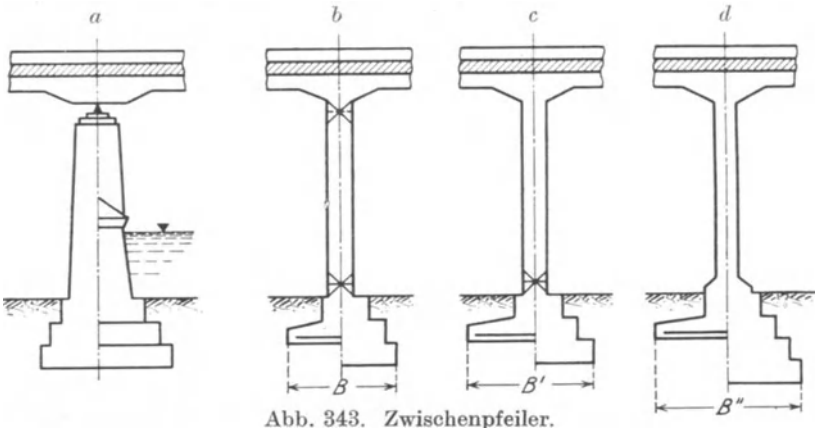


Abb. 343. Zwischenpfeiler.

Biegungsmomente. Bei Anordnung von Fußgelenken (Abb. 343c) ist eine wagerechte Kraft im Gelenk zu übertragen. Das Fundament muß gegenüber der Lösung *b* verbreitert werden. Fällt auch das Fußgelenk fort (Abb. 343d), so bedingt die Aufnahme des Einspannungsmomentes ebenfalls eine größere Fundamentbreite $B'' > B$, die unter Umständen auch noch B' überschreiten

Abb. 344. Durchlaufender Balken.

kann. Bei den Lösungen (Abb. 343b bis d) ist in den Skizzen angedeutet, daß Gründe vorliegen können, das blockartige Fundament durch eine Eisenbetonplattenform (linke Seite) zu ersetzen.

Die Querschnittsausbildung erläutern die Abb. 345a und b.

Technisch am einfachsten ist die Herstellung einer vollen Wand (Abb. 345a). Die engste Aufteilung in Einzelstützen ist durch unmittelbare Übernahme der Rippenteilung des Balkens gegeben. Bei größerer Höhe werden die Stiele sehr schlank. Sie sind durch Querriegel abzusteifen (Abb. 345b). Weiter ist

dann zu prüfen, ob das Auseinanderrücken der Stiele auf das Maß $n \cdot \lambda$ wirtschaftliche Vorteile bringt. Die Pfeilerwand wird dadurch ein Rahmen, der einen kräftigen oberen Riegel erhalten muß. Die Stiele werden auch in der Querrichtung auf Biegung beansprucht.

Für die Gestaltung des Fundamentes sind die drei in Abb. 346a, b und c schematisch dargestellten Lösungen möglich. Ein gemeinsames Fundament (*a*) hat sehr große Vorteile, wenn es auch naturgemäß die größten Massen erfordert. Nur dann, wenn die Lücken *d* zwischen den Einzelblocks im Verhältnis zu deren Breite *B* Abmessungen erhalten, die wesentliche Ersparnisse an Fundamentbeton bringen, kann die Lösung *b* mit Fußriegel und letzten Endes die völlige Isolierung der Stützen (*c*) in Frage kommen. Beide Ausführungsarten haben erstklassigen Baugrund zur unbedingten Voraussetzung.

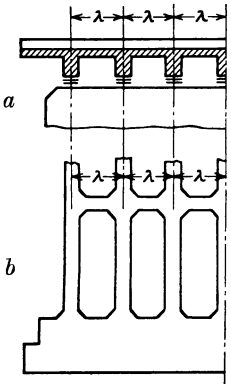


Abb. 345. Pfeilerquerschnitt.

Bei großen Stützenhöhen müssen die Stützrahmen *a* und *b* Querriegel erhalten. Lösung *c* ist überhaupt nur bei geringen Höhen und unbedeutenden Bauwerken in Betracht zu ziehen.

Die Bewehrungsgesetze für Balken und Pfosten sind hinreichend erörtert; die Angaben über Einbau von Lagern und Gelenken finden sich im Abschnitt „Gelenke", S. 372. Die monolithische Verbindung von Pfeilerkopf und Balken macht keine besonderen Schwierigkeiten, wenn folgende Überlegungen angestellt werden. Bis zu dem in Abb. 347 umrahmten Knotengebiet sind die Bewehrungen von Balken und

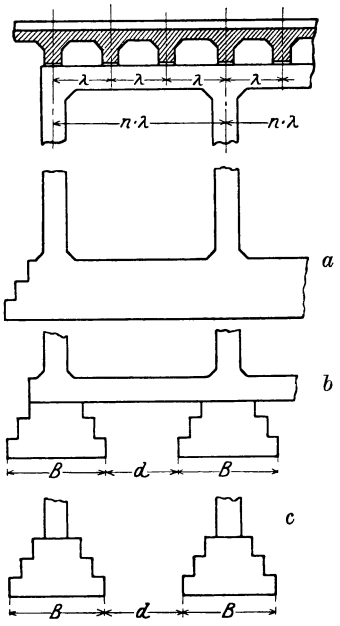


Abb. 346. Aufgelöster Pfeilerquerschnitt.

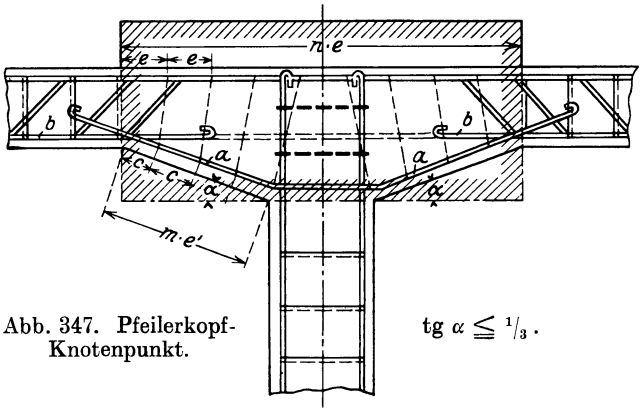


Abb. 347. Pfeilerkopf-Knotenpunkt.

$\operatorname{tg} \alpha \leqq {}^1/_3$.

Pfosten festgelegt. Im Gebiet selbst ist die Hauptzug-Eiseneinlage gegeben. Die Befestigung der Bügel und der Schutz des Betonrandes der Voute erfordert das Einlegen des Eisens *a*. Das Eisengeflecht der Stütze wird glatt in den Knoten eingeführt. Für die Bügelanordnung im Knotengebiet ist die in der Abb. angedeutete Aufteilung $n \cdot e$ und $m \cdot e'$ sachgemäß. Das Durchlaufen der Balkeneisen *b* durch das Knotengebiet ist im allgemeinen zu empfehlen.

Tabelle I. Brücken ohne

Es bedeutet: A Gangsteg
B Brücke mit leichtem Verkehr
C „ „ mittlerem „
D „ „ schwerem „

Laufende Nummer	Bauwerk	Bruckenklasse	System und Form der Träger	Verkehrslast	Mittlere Versteinungshöhe s	Lichte Weite l_0	Lichte Breite b_0	„Widerlagerbreite" W	Gesamtbreite B	Anzahl der Balken n
					cm	m	m	m	m	
1	Zilligerbachbrücke in Wernigerode, Harz	D	1a	20 t D.W.	18	7,00	11.8	11,8	12.4	8
2	Fusebrücke in Peine	D	1a	20 „	9	10.2	6 6	6,63	7,03	5
3	Lockwitzbachbrücke in Niedersedlitz (Fabrikzufahrt)	D	1a	20 „	12	8.0	8,7	9,5	9,5	10
4	Auebrücke in Wunstorf	D	1a	18 „	23	13,0	5,75	5.75	6,15	5
5	Br. ü. d. Oberwasserkanal i. Z. d. Str. Münch.-Ingolstadt	D	2a	20 t D.W. + 500} + 50 %	36	11,3	7,8	5,6	8,10	5
6	Schwechatbachbrücke bei Tralskirchen, Österreich	D	1a	18 „ + 460	27	13,83	6,0	6,7	6,7	5
7	Dossebrücke bei Ostpriegnitz	D	1a	18 t D.W.} + 50 %	30	13,0	7,5	6,25	7,5	6
8	Straßenbrücke über den neuen Kieler Güterbahnhof	D	2a	23 t D.W. + 500	17	12,45	10.0	7,6	10,3	6
9	Brücke über den Kanal Farkha, Alexandrien	D	1a	22 „ + 460	20	10,0	10,0	7,8	10,4	6
10	„Straßenbrücke in Rahmen-Konstruktion"	D	2a	23 „	35	9,5	12,0	12,3	12,3	13
11	Viadukt über die Listertalsperre bei Stein	D	2a	23 „ + 400	20	13,95	16.15	5,6	6,6	5
12	Überführung der Chaussee Niederwöhren-Wiesenda hl	D	1a	23 „ + 400	28	ca. 9,4	7.8	6,8	8,2	4
13	Überfahrtsbrücke in der Nähe der Station Sambor	D	1a	18 „ + 460	23	10,0	8,8	6,9	9,0	4
14	Brucke üb. d. Idriaschlucht, Österreich (s. Bemerk.)	D	1a	18 „ + 500	35	12,53	5,5	5,95	6,85	4
15	Brucke bei Adendorf, Lüneburg	D	2a	23 „ + 500	10	11,2	7,5	7,14	8,0	6
16	Brücke bei Rupprechtsstegen	D	2a	20 „ + 360	20	17,95	6,0	6,3	6,3	7
17	Br. u. d. Mittenw. Kleinb., i Z. d. Germaniastr. i. Neukolln	D	1a	23 „ + 500	27	11,92	(9.0)	9,7	9,7	10
18	Straßenbrücke über den Neckar	D	1a	23 „ oder 20 t Wag.	20	15,6	8,8	8,27	9,41	6
19	Siegbrücke bei Weidenau	D	1a	20 „ + 400	25	6,35	11,0			(7)
20	Warthebrucke bei Neustadt in Posen	D	1a′	20 „ + 300	ca. 15	20,0	7,1	4,8		5
21	Brücke über die Eisenbahn bei Bahnhof Laupheim	D	1a′	18 „ + 400	25	9,0	5,7	4,85	6,1	4
22	Brücke ub. d. Mittenwalder Bahn, Tempelhof-Berlin	D	1a	Schwerer Verkehr	22	12.0	14,0			(8)
23	Steinbeckertorbrücke in Greifswald	D	1a	21 t D.Pfl. Lok.	30	9.0	8,0	8,25	8,25	7
24	Straßenüberführung in Piski, Ungarn	D	2a	20 t D.W. + 400	42	11.5	7,0	5,3	7,3	5
25	Angerappbrücke in Angerburg	D	1a	18 t D.W.		8,2	8,0			4
26	Johannesbrucke in Wernigerode	D	1a	20 „		9.0	15,0			11
27	Hornbachbrücke in Zweibrucken	D	1a	20 „		12,07	10,68			6
28	Mühlenfließbrücke bei Ostpriegnitz	D	1a	20 t D.W.} + 50 %		7.0	8,0			5
29	Glownobrücke bei Glowno in Posen	D	1a	23 t D.W.		8.8	10,5			7
30	Montbrillantbrücke in Lausanne	D	1a	20 t Wagen		9.0	10,0			6
31	Lockwitzbachbrücke in Niedersedlitz (Guterladestr.)	D	1a	24 t D.W		9,0	24,2			15
32	Georgenbrücke in Brahe bei Prechlau	D	1a	23 „		17,0	7,5			5
33	Wreschnitzabrücke in Gordowo	D	2a	18 „		9.0	6,0			5
34	Drewenzbrücke bei Kauernick	D	2a	18 „		16,0	7,0			5
35	Granbrücke bei Kéménd, Ungarn	D	2a	20 „		30,0	4,0			2
36	Überf. d. Mariendorf. Weg. ü. d. Bahn Berlin-Tempelhof	D		23 „		9,19	10,0			9
37	Pleißebrücke in Gößnitz, Sachsen	D		24 t Wagen		18,0	10.25			7
38	„Brücke an der Schrey-Muhle" i. d. Mark	D		20 t D.W. + 400		8,0	6.5			5
39	Brücke über die Leine in Heiligenstadt	D		20 „ + 400		12,0	8,5			7
40	Brücke uber die alte Jütchendorfer Fließ i. d. Mark	D		20 „ + 400		4.42	6.5			5
41	Brucke über die Nüthe bei Jütchendorf i d. Mark	D		20 „ + 400		12.0	6,5			5
42	Brucke über den Flutgraben, Bahnhofstr., Erfurt	D		30 t Wagen		23.5	16,15			8
43	Gmündertobelbrücke bei Teufen	D		20 t D.W.	35					4
44	Straßenbrücke bei Amélie-les-Bains	D		18 „	25					5
45	Sillbrücke bei Innsbruck	D		19 „	16					5
46	Straßenbrücke uber die Mosel b. Novéant	D		20 „	10					4
47	Straßenbrücke über die Temes in Örményes	D		20 „	15					4
48	Brucke über den Garamfluß, Ungarn	D		20 t Wagen						6
49	Muldenbrucke bei Aue, Sachsen	D	1a	18 t D.W.	13	23,0	5,0	3,6	5,0	2
50	Weißeritzbr. b. Coßmannsdorf, i. Z. d. Hainsberger Str,	D	1a	15 t D.W.; 24 t Wag.: + 500	20	16,55	12,0	11,05	12.2	8
51	Mühlenplatzbrucke in Temesvar, Ungarn	D	2a′		15	30.0				8
52	Straßenuberführung uber den Bahnhof Bochum Nord	D	2a′	30 t D.W.		24,0				7
53	Brücke über die Jungfersche Lake bei Elbing	D	2a′	20 t D.W.	20	6,75				5

tragende Querträger.

1, 2, a, b — Hauptträger als: Balken auf zwei Stützen, kontinuierlicher bzw. eingespannter Balken, vollwandig, Fachwerk.

Balkengurt nicht parallel: Index m = Mittel, „ r = Rand.

Abstand der Balken t_r	Höhe der Balken h_r	Breite der Balken b_r	Plattenstärke d	Querträgerabstand λ	$l_0:h$	Gewicht (kg) ohne Versteinung: 1 qm Fahrbahntafel ohne Balken	1 qm Fahrbahntafel einschl. Balken	1 lfd. m Balken einschl. Fahrbahntafel	Gewicht (kg) mit Versteinung: 1 qm Fahrbahntafel ohne Balken	1 qm Fahrbahntafel einschl. Balken	1 lfd. m Balken einschl. Fahrbahntafel	1 lfd. m Balken + Voute pro lfd. m	1 qm Auskragung einschl. 50 kg f. d. lfd. m Geländer	σ_b/σ_e	Literatur	Bemerkungen
m	m	m	cm	m								(kg)	(kg)			
1,628	0,80	0,40	20	—	8,75	534	888	1446	941	1330	2106	576	1085		[Bd. VI Handb. f. Eisenbeton,	
1,575	0,58 0,55	0,65	18	—	17,6 18,5	484	881	1387	664	1132	1667	624	700		H. f. E. VI	Beschr. Konstr.- [Höhe. Schief
1,00	0,45 1,65	0,30 0,40	20	2,00	17,75	525	705	705	765	1170	945	180	—		„	„
1,35	1,00	0,35	18	—	13,0	459	972	1310	926	1532	1938	690	800		Beton Eisen 1909	
1,30	1,00	0,40	20	5,65	11,3	535	1125	1463	1255	1970	2400	768 + 12	442	40|1000	„ 1910	Schiefe Brücke
1,575	1,09 1,39	0,40	14	4,60	12,65 9,95	373	954	1500	906	1618	2340	912	—	32|776	„ 1907	„
1,18	1,05	0,35	15	—	12,4	400	1037	1227	1026	1755	1966	755	902		„ 1908	
1.46	0,87 1,07	0,30	20	—	14,3 9,75	480	763	1111	820	1145	1620	410 + 62	397	40|1000	„ 1911	
1,50	1,00	0,30	18	—	10,0	447	843	1261	847	1300	1860	590	726	30|1000	„ 1911	+ 28 t Str.-Bahn
1,00	0,85	0,30	20	—	11,2	504	972	972	1354	1855	1820	468	—	30|1000	„ 1914	+ Straßenbahn
1,325	0,85	0,30	16	—	16,4	384	758	1005	784	1192	1534	496 + 107	450		„ 1913	
2,035	0,85	0,70	17	—	11,0	421	934	1900	981	1710	3133	1140	458		„ 1913	
2,185	1,08 1,33	0,35	20	—	9,25 7,50	480	817	1790	940	1384	2794	740	378		„ 1906/07	[genbrücke
1,85	1,20	0,40	20	—	10,45	480	998	1848	1180	1825	3141	960	1445	$n = 20$	„ 1906/07	Anschluß a. Bo-
1,36	0,54	0,34	20	5,60	20,7	505	708	963	745	979	1289	277 + 83	1025		„ 1915	
1,00	0,95	0,30	20	9,00	18,9	500	1040	1040	900	1512	1440	540 + 34	—	40|900	„ 1915	
1,00 1,75	1,10	0,40 0,35	20	—	10,8	504	1368	1368	1044	1945	1908	864	—	40|1000	Dt. Bauzg. 1907	
1,68 1,20	0,95 1,13	0,35	22	3,5	16,4 13,8	650	1015	1705	1050	1415	2381	614 + 150	790	35|1000	„ 1917	
1,56	0,70	0,30	16	—	9,1	384	633	988	884	1133	1768	388		(44|995)	„ 1915	Beschr. Konstr.-
1,10	1,70	0,40	15	3,5	11,75	470									Z. d. B. 1912	„ [Höhe
1,50	0,90	0,35	15	4,5	10,0	411	831	1246	911	1330	1998	630 + 53			Techn. Studienh. v. C. Schmid, Nr. 11	Beschr. Konst.-
1,25	1,20	0,45	25	—	10,0	620	1441	1800	1060	1875	2347	1023			Arm. Bet. 1909	Höhe (ohne
1,33	0,75	0,28	25	—	12,0	664	917	1220	1264	1560	2018	336		30|1000	Dt. Bauzg. 1905	Fußwege)
1,25	0,70	0,30	15,5	—	16,5	393	707	884	853	1162	1456	392 + 15		35|1000	Arm. Beton 1910	Schiefe Brücke
1,20	0,90	0,40	20	3,10	9,1										H.f.E. VI, S. 82, Nr. 12	
1,47	0,80	0,42	14	—	11,2										„ 13	
1,24	0,96	0,38	16	2,1	12,6										„ 19	
1,70	0,69	0,40	22	—	10,0										„ 28	
1,20	0,86	0,38	15	—	10,0										„ 29	
1,45	0,65	0,30	20	1,375	13,8										„ 31	
1,20	0,46	0,40	20	3,10	19,5											
1,80	0,72				12,5										„ 32	
1,50	1,50	0,40	15	4,00	11,3										„ 35	
1.30	0,65	0,40	20	2,00	13,8										Seite 84, Nr. 38	
1,35	1,14	0,40	20	5,30	14,0										„ 40	
2,50	1,40	0,30	19	3,00	21,2										„ 58	
1,00	0,75	0,45	20		12,2										Gesteschi: „Wirtsch. Wettbewerb", Taf. III	
1,25	1,40	0,48	25		12,8										„	
1,525	0,90	0,40	17		8,9										„	
1,27	0,93	0,28	15,5		12,8										„	
1,20	0,45	0,40	16		6,8										„	
1,20	1,05	0,45	20		11,4										„	
2,00	2,14	0,45	28		11,0										„	Sehr schw. Verk.
1,867			22	4,5											H. f. E. VI, S. 534	
1,60			18	1,6											„ 543	Fahrbahn, auf
2,00			14												„ 579	Bogen aufge-
1,92			14												„ 593	ständert
1,67			16	1,8											„ 625	
0,96			17	2,3											„ 629	
3,0	1,90	0,60	30	—	12,1	786			1039			2300	872		Beton Eisen 1908	
1,60	1,65	0,35	15	3,50	10,0	536	1378	2065	836	1850	2660	1260	803	38|1030	H. f. E. VI, S. 271	Haupttr. i. Gef.
1,8		0,40	16	10											„ S. 305	Kragträger
1,5	1,45	0,30	26	6,0											„ 299	
1,43			18,5												„ 300	

Tabelle I

Laufende Nummer	Bauwerk	Bruckenklasse	System und Form der Träger	Verkehrslast	Mittlere Versteinungshohe s	Lichte Weite l_0	Lichte Breite b_0	„Widerlagerbreite" W	Gesamtbreite B	Anzahl der Balken n
					cm	m	m	m	m	
54	Straßenuberfuhrung bei Ludwigshohe-Kempten	C	2a	8 t Wag. od. 500}50 %	25	8.50	5.20	3.80	5.40	4
55	Csernabrucke b. Topletz, Ungarn	C	2a	12 t Wag. + 400	12	22.50	4.50	2 80	4.80	2
56	Straßenbr ub d. Schussenkanal i. Ravensburg .	C	1a	16 t D.W. + 500	22	11.00	6,80	5,90	7 20	5
57	Elsterbrücke b. Meilitz, Sachsen-Weimar	C	2a	15 „	10	20.00	5,00	4.10	5.42	3
58	Elsterbrücke b. Bretmühl b. Greiz	C	2a′	15 „	28	13,90	4,00	3,20	4,00	3
59	Amperbrücke b Esting a. d. Amper	C	2a	17,5 „ + 360	20	11,34	5,50	4,90	5,50	4
60	Illerbrücke b. Martinszell i. Allgau	C	„	8 t Wag. + 360}50 %	20	16,15	3,50	2.80	4,00	3
61	Straßenbrucke zwischen Wolfurt u. Kennelbach .	C	2a	14 t D.W. + 400	23	16.12	5,70	4,44	6,14	3
62	Brücke über die Murr in Backnang	C	2a	16 „ + 400	25	13,05	6,00	6,65	6,65	6
63	Bahnuberbrückung b. Amstetten	C	1a	16 „ — 450	22	10,20	8.60	5,90	9,40	5
64	Staats-Straßenbrucke u. d. Starzel b. Neufra . . .	C	1a	16 „ + 400	22	8,24	7,00	5.70	7,46	6
65	Gemeinde-Straßenbrucke ü. d. Starzel b. Neufra . .	C	1a	12 t Wag. + 400	22	9,56	6,20	5.60	6,66	6
66	Brucke uber die Argen bei Wellbrechts	C	2a	16 t D.W. + 400	20	15.00	5,00	4,59	5,37	4
67	Straßenbrücke in Rheineck, Kanton St. Gallen .	C	2a	12 t Wag. + 460	25	15,00	8.00	6,55	8,25	5
68	Brücke bei Milspe in Westfalen	C	1a	12 „ + 400		6.00				
69	Güterwegbrucke uber den Kobelgraben in Ulm	C	1a	16 t D.W. + 450	20	8,30	4.00	3,40	4.30	3
70	Brücke uber die Aach bei St. Georgen	C	1a	16 „ — 450	25	13,00	8,40			8
71	Brucke uber die Rems bei Lorch	C	1a′	16 „ + 450	22	19,00	5,14	5.30	5,70	4
72	Nonnenbrücke uber die Regnitz in Bamberg .	C	1a′	16 t Wag. + 650	22	20.90	9,00			7
73	Brenzbrucke bei Heidenheim	C	2	16 t D.W		14,95				5
74	Oltbrücke bei Felsosebes	C	2	16 „		22,00				2
75	Straßenbrucke uber die Donau bei Blochlingen	C	2a		20	11.94	6,00	5,49	6,75	4
76	Bahnunterfuhrung in Guttau i. Sachsen	C	1a		30	10,00	5,96	5,50	6,40	5
77	Brücke über die Lahn bei Gräveneck	C	1a	15 „	18					4
78	Quellbachüberdeckung am Bahnhof Wurzburg .	B	1a′	500	i.M. 40	12,84				
79	Aischbrucke in Neustadt a. d. Aisch	B	1a	5 t Wag. + 360} + 50 %	18	11,00	5,80	4,80	6,20	4
80	Altwasserbrucke bei Vilssohl, Niederbayern . .	B	2a	900	23	14,80	5,20	4,00	5,00	3
81	Feldwegbrücke uber d. Unterwasserk. b. Freising	B	2a	4 t Wag. + 360}50 %	15	12,10	4,00	3,10	4,40	2
82	Straßenbrücke bei Songavazzo, Bergamo	B	2a		17	4,60	4,50	3,18	4,70	2
83	Wegbrucke uber den Bahnhof Uhrmendorf . .	B	2a	6 t Wag + 350	18	10,10	5,00	4,35	5,40	4
84	Brucke bei Rothenbruch	B	2a	8 „ + 360	18	24,00	4,50	3,40	4,80	3
85	Brücke uber den Poschiavino, Italien	B	2a′	6 „ + 450	27	20,00	5,05	5,24	5,24	3
86	Weguberfuhrung Schmentau—Riesenburg . . .	B	1a	6 „	15	12,10	3,50	2,75		3
87	Bormidabrucke bei Ferrania, Italien	B	2a		20	12,00	4,64	3,20	4,75	3
88	Brücke uber die Gottleubamündung, Sachsen	B	2a	400	17	15,50	3,60	2,40	3.60	2
89	Brücke über die Starzel a. d. Straße n. Wilflingen		2a		22	5,10	5,00	5,00		6
90	Egerbrucke in Oberdorf		1a		20	4,20	5,50	7,50		7
91	Lauterbrücke b. Westerstetten		2a		24	6,50	4,60	7,06		6
92	Fußwegüberführung auf Bahnhof Halle a. S. . .	A	2a	500	4	8,90	2,00	1,30	2 10	2
93	Wegbrucke in Pezza Verzellese, Italien	A	1a		17	11,20	2,60	1,78	2,70	2

(Fortsetzung.)

Abstand der Balken t_r	Hohe der Balken h_r	Breite der Balken b_r	Plattenstärke d	Querträgerabstand λ	$l_0:h$	Gewicht (kg) ohne Versteinung: 1 qm Fahrbahntafel ohne Balken	1 qm Fahrbahntafel einschl. Balken	1 lfd. m Balken einschl. Fahrbahntafel	Gewicht (kg) mit Versteinung: 1 qm Fahrbahntafel ohne Balken	1 qm Fahrbahntafel einschl Balken	1 lfd. m Balken einschl. Fahrbahntafel	1 lfd. m Balken + Voute pro lfd. m	1 qm Auskragung einschl 50 kg f. d. lfd. m Gelander	σ_b/σ_e	Literatur	Bemerkungen
m	m	m	cm	m								kg	kg			
1.184	0,75	0,25	15	2.24	11,3	431	735	870	891	1171	1413	360 + 17	570	40|1000	Dt. Bauzg. 1907	Anschl.a.Bogen-[bucke
2 50	1,17	0,30	18	2,87	19,0	501			741	1252	2642	720 + 195	886		H. f. E. Bd. VI	
1.40	1.00 1,25	0,30	15	5,50	11,0 8,8	397	834	1167	830	1395	1772	611	734 851		Beton Eisen 1909	
1 80	1,24	0,50	20	—	16,1	526	1220	2198	726	1640	2555	1250 + 172	833		„ 1908	
1 35	0,94	0,50	15,5	—	14,8	433	1126	1521	1000	1875	2286	936 + 84	1050		„ 1908	
1.50	0,73	0,40	20	—	15,5	480	819	1228	880	1290	1828	508	850	40|1000	„ 1908	
1.25	0,80	0,30	**20**	—	20,0	479	826	1031	879	1340	1430	432 + 52	1080		„ 1912	
2.045	0,92	0,40 0,35	**12**	**1,95**	17,5	311	687	1406	771	1255	2363	768 + 35	864 872	30|1200	„ 1905	
1.26	0.82	0,35	15	4,50	10,35	414	860	1082	914	1438	1713	563 + 10		40|910	Sonderdr. v. Zipkes	Schiefe Brücke
1.375	1,00	0.40	17	—	10.20	401	982	1360	841	1420	1956	800			Techn. Studienh. v. C. Schmidt, H 11	
1.06	0,72 1,03	0,30 0,35	18	—	11.4 8.0	462	830	880	902	1266	1358	390			„	Schiefe Brucke
1.06	0,72 1,03	0,30	18	—	13,2 9,3	462	830	880	902	1266	1348	390			„	„
1.43	0,95	0,30	16	3,00	15,8	426	822	1178	826	1220	1747	568 + 22			„	
1.55	1,00	0,35	15	7,50	15,0	406	866	1344	906	1362	2117	714 + 50			Arm. Bet. 1909	Österr. Bestimg.
1 85	0.55	0,30	14	—	9,2	348	507	940	488	649	1200	295 + 10			Zem. u. Bet. 1908	
1 60	0,79 1,00	0,20	14	—	10.6 8.5	380	575	931	781	976	1561	312			Techn. Studienh. v. C. Schmid, Heft 10	
1.00	1,10	0,25	14	—	11,8	372	947	947	872	1447	1447	575			„	
1,70	1,75	0,30	17	4,00	10,9	474	1025	1743	910	1452	2479	936			„	Schiefe Brucke
1.72	1,80 2,00	0,30	16	4,20	11,6	484	1065	1832	916	1499	2580	1000			„	Fischbauchtr.
1.35	1,00	0,40	14	—	15,0										H.d.E.VI, S.82, Nr.51	
2.50	1,30	0,30	19	2,75	16,9										„ Nr.65	
1.73	1,00	0,30	15	4,16	11,9	505	857	1485	905	1255	2175	610			Techn. Studienh. v. C. Schmid, Heft 11	
1,30	0,72	0,30	14	3,30	13,84	365	686	894	1005	1385	1310	418			H. f. E. Bd. VI	[brucke
1.54			15	2,6											Beton Eisen 1913	Fahrb. a. Bogen-
2,00	1,00	0,30	12	—	12,84	318			1182			561			H. f E. Bd. VI	Überdeckung
1.50	1,06	0,30	15	4,15	11.1	425	861	1291	785	1310	1830	655	835	40|1000	Dt. Bauzg. 1905	
1.85	1,00	0,30	16	5,35	14,8	440	768	1420	900	1350	2267	605	660		„ 1908	
2 70	0,90	0,40	**24**	6,05	**13,45**	668			968	1378	2678	633 + 70	837		Beton Eisen 1910	[brucke
2 90	0,60	0,28	12	—	7,0	307			653	855	1770	322	541	40|1200	„ 1914	Anschl a.Bogen-
1.35	0,60	0,30	15	3,60	16,8	400	639	864	760	1052	1349	324 + 86	615	40|1000	„ 1912	
1.50	1,10	0,40	**20**	—	**21,8**	480	1054	1584	840	1600	2124	864 + 71	911		„ 1915	
2.42	1,30	0,40	10	5,00	15,4	300	830	2015	832	1590	3304	1294	—		Sonderdr Zipkes	Schiefe Brucke
1.20	0,85	0,35	15	4,00	14,2	410	898	1079	750	1236	1486	587 + 11	360	40|1000	Zem. u. Bet. 1910	
1.47	0,80	0,26	12	—	15,0	304	593	871	704	1108	1457	424	360		H. f. E. VI	
2 00	0,85	0,50	12	4,27	18,3	320			660	1385	2105	876 + 80	732	40|1000	Beton Eisen 1915	„
1.00	0,45	0,20	10	—	11,0										Techn. Studienh. v. C. Schmid, Heft 10	
1.425	0,40	0,20	10	—	10,5										„	
1.31	0,72	0,20	12	—	9,0										„	
1,00	0,42	0,30	**13**	—	**21,0**	330			418	736	702	208	555		H f. E. Bd.VI	
1,44	0,60	0,34	**14**	—	**18,7**	367			700	1120	1400	375	875		„	

Tabelle II. Brücken mit Fahrbahn-

Laufende Nummer	Bauwerk	Brückenklasse	System und Form der Träger	Verkehrslast	Mittlere Versteinungshöhe s	Lichte Weite l_0	Lichte Breite b_0	Gesamtbreite B	Auskragung K
					cm	m	m	m	m
94	Straßenbrücke am Bahnhof Grüppenbühren	D	2b′	23 t D.W. + 450	20	22,4	5,45	10,0	2·2.0
95	Straßenüberführung am Bahnhof Kieritsch	D	2a	23 „ + 560 + 30 t D.Pflug	15.5	16.0	8,0	13.31	1.28
96	Straßenbrücke über die Werle, Salzuflen	D		23 t D.W. + 400	18				
97	Niedernholzer Straßenbr. über den Ems-Weser-Kanal	D		23 „ + 400	15				
98	Straßenbrücke über die Spree bei Lübben	D		20 „ + 500	25				
99	Brücke über den Wildwasserkanal in Heidenheim .	C	1a	16 t D.L. + 450	20	12,6	4,4	5.04	
100	Straßenbrücke bei Neudorf, Österr.-Schlesien	C	1b	13 t D.W.	23	20,0	4,0	4.7	—
101	Brücke in Cristophsthal, Württemberg	C	1a	10 t „ + 300	22	11,5	5,0	5,6	—
102	Bahnhofsüberführung in Freudenstadt, Württemberg	C	1b	12 t Wag. + 350	23	16,9	5,0	5.7	—
103	Brücke über die Aach bei Wehhausen	C	1a′	10 „ + 360	21	20,4	3,75	4,45	—
104	Brücke uber die Struschka bei Oderberg	C	1a′	14 t D.W. + 400	15	12,0	5.5	6.2	—
105	Brucke i. Z. d. Straße Sternberg—Kl. Görnow, Mcklb.	C	2a′	16,5 „	22	11,5	5,0	7,0	0,65
106	Brücke über die kleine Vils bei Vilsliburg	C	2a′	15 t Wag. + 600	25	21,5	4,0	5,8	0.50
107	Straßenbrücke über die Schlitz bei Bernhausen . .	C		10 „	15				
108	Feldwegbrücke üb. d. Oberwasserk. b. Freising . . .	B	1a′	4 t Wag. + 360 } 50 %	17	19,8	3,5	4,30	—
109	Oppabrücke bei Troppau, Schlesien	B	2a	3 t Wag. + 340	13	19,4	5,0	5,80	—
110	Argenbrücke bei Wangen im Allgäu	B	2b	7,5 „ + 400	15	21,85	5,0	6,00	—
111	Brücke ü. d. Unterhaupt d. Schleuse b. Garz	B	2a		13	12,94	3,82	4,68	-
112	Straßenbrücke in Reichenau	B	1a	8 t Walze	25	10,0	4,5	5,10	
113	Franzensbrücke in Buchelsdorf	B	1a′	6 t Wag. + 340	15	19,5	5,0	5,90	—
114	Wegüberführung in Grimmelfingen	B		6 „ + 450		9,0			—
115	Weißeritzbrucke am Gute Heilsberg b. Cossmannsdorf	B		5.5 t Lok. + 400	10	12,0	4.0	4,8	—
116	Taulowbrücke in Jütland				24	18,0	5,1		
117	Straßenbrucke bei Nymwegen								
118	Verbindungsbrücke in Wien					15,0			

III. Übersicht ausgeführter Bauwerke. In Zusammenstellung 3 S. 8 ist ein kurzer Auszug der umfangreichen Tabellen im Handbuch der Ing.-Wiss. II, 1, 5. Aufl., S. 158 gegeben, die die Hauptabmessungen gewölbter Brücken enthalten. Eine ähnliche Aufstellung findet sich im Handbuch f. Eis.-Betonbau, 2. Aufl., Bd. VI, S. 662.

Ausgeführte Balken- und Rahmenbrücken sind ebenda, S. 83, zusammengestellt. Die vorstehenden Tabellen I und II (S. 364—369), die eine Ergänzung und andere Anordnung zeigen, sind aus der erwähnten Dokt.-Diss. Wiendieck entnommen.

c) Wichtige Einzelheiten im Brückenbau.

1. Abführung des Niederschlagwassers.

Massive Bauwerke können ihren guten Ruf der größten Dauerhaftigkeit nur rechtfertigen, wenn der Feind dieser Eigenschaft, das „Wasser“, in all den Erscheinungsformen seines Kreislaufes wirksam bekämpft wird. Als Feuchtigkeit, Regen und Schnee versucht das Wasser in die Auf- und Ansichtsfläche einzudringen und ruft dann Verwitterungserscheinungen hervor, die zunächst häßlich, im Laufe der Zeit aber auch gefährdend wirken. Über den Einfluß des Grundwassers ist zu sagen, daß eine Durchfeuchtung von Fundamenten, die mit guten hydraulischen Bindemitteln hergestellt sind, keine Bedenken hat, solange der Grundwasserstand in frostfreier Tiefe liegt und das Wasser selbst keine schädlichen Bestandteile enthält.

Die Abwehrmaßregeln gegen Gefährdung der Bauwerke durch die oberflächlich abfließenden Gewässer in Flußläufen jeder Größe sind zum Teil im

afel auf tragenden Querträgern.

Abstand der Hauptträger t	Höhe der Hauptträger h	Breite der Hauptträger b	Plattenstärke d	Abstand der Querträger t'	Höhe der Querträger h'	Breite der Querträger b'	$l_0:h$	Gewicht von 1 qm Fahrbahntafel einschl. der Querträger ohne Versteinung	Gewicht von 1 qm Fahrbahntafel einschl. der Querträger mit Versteinung	1 lfd. m Hauptträger	σ_b/σ_e	Literatur	Bemerkungen
m	m	m	cm	m	m	m		kg	kg	kg	kg/cm²		
6.0	3,0	0,55	24	2.0	0,65	0,55	7,5	788	1188	3370		Beton Eisen 1911	Außerd. Str.-Bahn v. 28 t
4.5	1,05	0,75	26	2,04	0.56	0.28	15,2	738	1050	1455	40|1000	„ 1910	(Fahrbahn oben)
			24,5	2.00	0.40	0.20						H. f. E. VI, S. 652	Fahrbahn auf Bogen aufgeständert
			18	1,75	0,65	0.42						„ S 658	
			17	1.70	0.65	0,30						„ S. 650	
4.72	1,90	0,32	14	2,33	0.35	0.30	6,65	473	883	1380	40|1200	Beton Eisen 1906	(Für Haupttr.
4.25	2.20	0.35	9	1.54	0.35	0.18	9.1	315	775	1235		H. d. E. Bd. VI	(„Eisenb.-Br.")
5.30	1,70	0.30	12	1.28	0.40	0.20	6.8	442	685	854		Beton Eisen 1906	Schiefe Brucke
5.35	2,60	0,35	14	1,33	0,50	0,22	6,5	516	976	1520	40|1000	„ 1906	
4.10	2,20	0,35	14	1,475	0,42	0,25	9,3	499	919	1550		„ 1910	
5.85	1,75	0,35	14	1.00	0,64	0,15	6.85	432	732	1245	50|1000	„ 1907	
5.35	1,00	0,35	18	1.95	0,64	0,28	11,5	578	1010	960		„ 1915	Fahrbahn oben.
4.40	1,50	0,40	14	2.70	0,45	0,20	14.4	406	906	1300		Dt. Bauzg. 1908	Rahmenträger
			14	1,38	0,38	0,20							
3.90	1,90	0,40	10	1.24	0.38	0.15	10,4	321	661	1630	40|1000	Beton Eisen 1910	Im Oberg. $\sigma_b = 50$
5.40	1.70	0,40	11	1,175	0.50	0,15	11,4	383	643	1630		„ 1911	
5.50	2.75	0.50	15	2,06	0,45	0,30	8,0	485	785	2810		Dt. Bauzg. 1919	
25	1.50	0,43	10	2.16	0.35	0,25	8.65	320	680	1550		Eisenbet. 1910	
80	1.70	0,30	10	0,80	0.40	0,20	5.9	454	954	907		H. f. E. VI, S. 319	Schiefe Brucke
.45	2.10	0.45	10	1,00	0.40	0,20	9,3	384	684	2030		„ S. 321	„ „
.20	1,42	0.70	12	1.53			6.35					H.d.E.VI, S.86, Nr.66	
4.40	1.95	0.40	13	2,00	0.43	0.20	6,15				26|1030	H. d. E. VI, S. 320	38,5/850 f. Hauptträger
2.90	1,90	0.35	10	1.965	0,50	0.21	9,50					„ S. 323	
			19	2.00	0,49	0.20						„ S. 325	
3.50			10	3 00	0.40							H.f E.VI, S.86, Nr.72	

Kapitel „Strompfeiler" (s. S. 340) behandelt. In erster Linie gehört dieser Gegenstand in den Bereich des Grund- und Wasserbaues, der im Teil III der Handbibliothek erschöpfende Darstellung gefunden hat.

Für den konstruktiven Ingenieurbau ist die Bekämpfung des Einflusses der sog. Tages- oder Niederschlagwässer von besonderer Wichtigkeit.

Im Ingenieurhochbau ist die auf den Grundriß entfallende Niederschlagsmenge unmittelbar an der wasserundurchlässigen Oberfläche durch geeignete Gefälle, Rinnen, Traufen und Abfallrohre dem Grundwasser in bekannter Weise zuzuleiten.

Im Gebiet des Brückenbaues ergeben sich durch die Tatsache, daß die Aufsichtsfläche zugleich dem Verkehr des oberen Verkehrsweges dient, durch Rücksichtnahme auf den zu unterführenden Verkehr und durch die meist lange und schmale Grundrißform besondere Bedingungen für die Abführung des Niederschlagwassers. Sie sollen hierunter kurz systematisch behandelt werden.

Die Verkehrsdecke der Eisenbahnbrücken läßt das Niederschlagwasser zur Oberfläche des Bauwerkes durchdringen.

Bei den Gehweg- und Straßenbrücken ist eine mehr oder weniger vollständige Oberflächenentwässerung möglich. Immerhin wird aber doch auch hier die Bauwerksoberfläche für Wasserabführung geeignet zu machen sein, um eine Sicherung gegen Zufallserscheinungen zu schaffen.

Das Gefüge aller massiven Baustoffe, deren Wahl und Zusammensetzung mit Rücksicht auf die Festigkeitseigenschaften erfolgt, ist gegen Eindringen von Wasser nicht geschützt. Das „Dichtmachen" des ganzen Querschnittes ist zwar durch Verwendung besonderer Steinsorten, durch Zuschläge zum

Mörtel und Beton oder Ausführung fetterer Mischungen zu erreichen. Das Ausbreiten einer wasserdichten Haut auf der Angriffsseite dürfte aber im allgemeinen das bei weitem wirtschaftlich günstigere Verfahren sein. Je flacher die Neigung der Oberfläche ist, um so langsamer fließt das Wasser ab, um so länger hat es Zeit und Gelegenheit, einzudringen. Die Widerstandsfähigkeit der abschließenden Haut ist danach einzurichten.

Die erste Bedingung ist die Erzielung einer möglichst glatten Oberfläche. Hierzu eignet sich auf allen massiven Baustoffen der „Putz", der gut haftet und bei Ausführung in Zementmörtel mit der unteren Mischungsgrenze $1:2^1/_2$ bis 1:3 auch wasserdicht ausfällt. Die Stärke der Putzschicht soll je nach Wichtigkeit des Bauwerks und Neigung der Fläche 3 bis 1 cm betragen. Diese Haut ist aber starr und spröde, sie wird infolge von Tragwerksdeformationen oder auch von Schwindungsvorgängen Risse bekommen. Daher muß sie noch einen „elastischen" wasserdichten Überzug erhalten.

Bei geringer Stärke des Wasserangriffes, also an senkrechten und steilen Wänden (Rückenflächen von Stirnmauern und Flügeln) genügt oft ein einfacher Goudronanstrich. Bei flachen Neigungen reicht diese Ausführung nicht hin. Asphalt in zwei Lagen, jede 1,5 cm stark, die untere, weicher mit Goudronzusatz, die obere mit Zusatz von Kies, erfüllt den Zweck gut. Außerdem sind alle Teer- oder Asphaltfilzplatten, sachgemäß wie zur Dachdeckung verlegt, brauchbar, deren Rohstoffe einwandfrei sind. Sie werden auf dem Baumarkt vielfach angeboten.

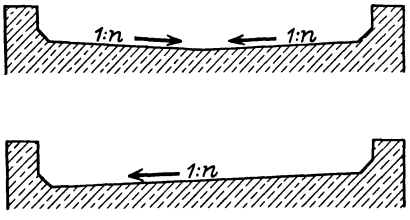


Abb. 348. Quergefälle der Entwässerung.

Diese oberste elastische Haut ist gegen örtliche Verletzungen empfindlich. Die Überschüttung muß daher vorsichtig erfolgen und sollte bei Eisenbahnbrücken so stark sein, daß bei Gleisunterhaltungsarbeiten die Stopfhacken nicht durchdringen. Ein Belegen mit Ziegelflach- oder Tonfliesenschicht schützt die Haut; sie muß aber so sperrig angeordnet werden, daß der Hauptzweck, eine leichte Wasserabführung, nicht wieder illusorisch gemacht wird.

Im Grundriß gesehen ist die Entwässerung in Quer- und Längsgefälle aufzulösen. Das Quergefälle kann nach Abb. 348 nach der Mitte zu oder

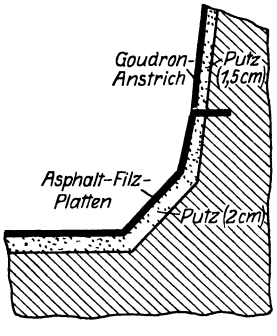


Abb. 349. Beispiel einer wasserdichten Abdeckung.

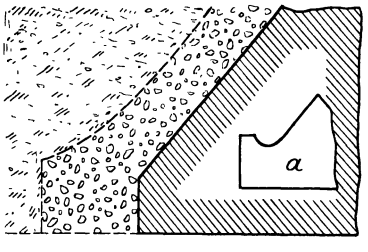


Abb. 350. Sickerschicht.

einseitig je nach Lage der Ausflußöffnung, angelegt werden. Zwickelausgleichung ist zu empfehlen, um scharfe Knicke des Belages zu vermeiden. Abb. 349 zeigt ein Ausführungsbeispiel.

Geringste Neigung für Quergefälle etwa 1:50.

Bei Bauwerken mit einer Öffnung wird das Niederschlagwasser mit Längsgefälle (Min. 1:100) hinter die Widerlager geführt und sickert dort zum Grundwasserstrom durch. Das Einlegen einer durchlässigen Kies- oder Schotterschicht parallel zur Hinterfläche des Widerlagers (Abb. 350) kann bei lehmigem Hinterfüllungsboden zweckmäßig sein, aber nur bei tadelloser Ausführung. Bilden sich durch Verrutschen, was leicht vorkommt, Nester, so kehrt sich Vorteil in Nachteil um.

Das nochmalige Einschalten einer Querentwässerung am Widerlagerfuß nach Abb. 350a birgt die gleichen Gefahren. Das Aufsuchen des Grundwassers sollte bei einigermaßen normalen Bodenverhältnissen dem Wasser selber überlassen werden. Die Freude an sog. Reißbrettschönheiten führt in der Praxis auf die Dauer leicht zu negativen Ergebnissen; dies gilt z. B. für die Anlage von Sickerschlitzen durch das Widerlagermauerwerk, die bei ihrer leichten Verstopfbarkeit oft das Gegenteil der guten Absicht herbeiführen.

Bei langgestreckten Brücken ist in geeigneten Abständen eine Auslaßöffnung anzulegen. Die Pfeilerstellung mit der Anlehnungsmöglichkeit für die Abfallrohre bietet die Teilungsgrundlage. Die Durchführbarkeit des Längsgefälles ist entscheidend für die Zusammenfassung mehrerer Öffnungen.

Bei den gewölbten Brücken ist durch die gekrümmten Rückenflächen ein natürliches Gefälle vorhanden. Liegt der tiefste Punkt im Kämpfer (Abb. 351a), so kann die Auslaßöffnung in Gewölbemitte liegen oder an der Stirnseite in der Form weitvorkragender Wasserspeier angebracht werden.

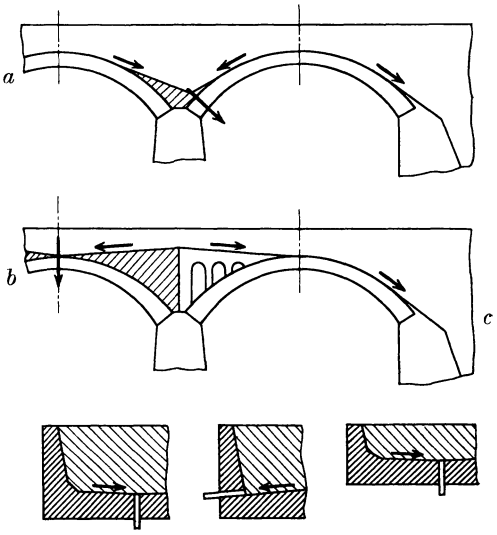


Abb. 351. Entwässerung bei mehreren Öffnungen.

Ausfüllung mit Sparbeton oder Einbau von Entlastungsöffnungen in den Zwickeln über den Pfeilern gibt Veranlassung zu Scheitelentwässerung (Abb. 351b), die aus ästhetischen Gründen wohl nur in Gewölbemitte erfolgt, und zur Weiterleitung des Wassers über das Nachbargewölbe hinweg (Abb. 351c).

Bei Kämpferentwässerung erhält das Abflußrohr die größere Länge, und es besteht Gefahr der Verschmutzung der Pfeileransichtsfläche — andrerseits aber Anlehnungsmöglichkeit für ein Abfallrohr, falls dies erwünscht ist. Das Einlegen des Abfallrohres in die Pfeilerachse ist wegen der großen Erschwerung von Kontrolle und Beseitigung von Verstopfungen eine schlechte Lösung. Das Abfallrohr gehört in einen nötigenfalls leicht zu verkleidenden Schlitz im Pfeiler.

Bei Scheitelentwässerung wird das Ausflußrohr am kürzesten. Ein Beschmutzen des aufgehenden Mauerwerks ist ausgeschlossen. Voraussetzung für die Wahl ist, daß keine Rücksichtnahme auf unten liegenden Verkehr zu nehmen ist.

Für die Gestaltung der Auslaßöffnung bestehen folgende Grundsätze (Abb. 352, S. 372). Hauptteile sind: Ausflußrohr, Sammeltrichter und Schutzhaube.

Das Ausflußrohr ist aus normalen Muffen-Abflußrohren (D. I. N. Entwurf 538) evtl. unter Einschaltung von Krümmern herzustellen. Die Rohrweite ist groß anzunehmen, nicht etwa wegen reichlichen Wasserdurchflusses, sondern wegen der großen Verstopfungsgefahr.

Der Sammeltrichter aus Eisenblech oder Gußeisen erhält einen Tellerrand mit Nasenansätzen zur Festlegung der Haube.

Die Schutzhaube ist siebartig durchlöchert und wird filterartig mit Kies oder Schotter umfüllt. Sie erhält die Form 1, wenn sie mit durchlässigem Material auch überfüllt wird, die Form 2, wenn die durchlässige Schicht nur geringe Höhe haben kann und ein dichter Deckelabschluß nach oben nötig ist. Beide Haubenformen werden vom Überschüttungsboden zugedeckt und können nur gelegentlich nachgesehen werden.

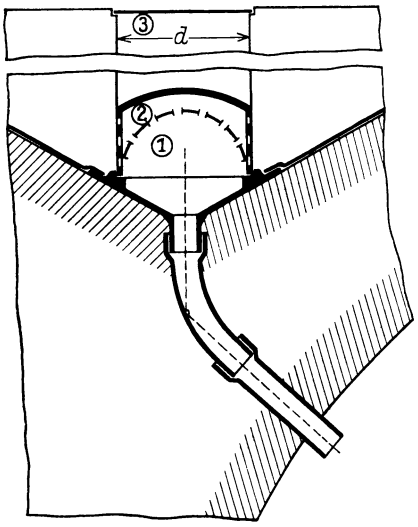


Abb. 352. Auslaßöffnung.

Gestattet die obere Verkehrsdecke die Hinaufführung eines Schachtes bis zur Oberfläche (Abb. 352 ③), so ist dauernde Kontrolle möglich. Der Durchmesser d ist der Tiefe entsprechend zu wählen, die Ausführung wird kostspieliger.

Der Einsichtige wird erkennen, daß die Kosten für diese in geringer Zahl erforderlichen Einrichtungen, gemessen an den Kosten des Gesamtbauwerks, sehr gering sind. Je nach der Bedeutung der Aufgabe wird ein vernünftiger Ausgleich zwischen äußerster Verfeinerung der Einzelheiten und sachgemäßer Vereinfachung der Anlage leicht gefunden werden können.

2. Gelenke.

A. Allgemeines.

Der Zweck des Einbaues eines Gelenkes an einer beliebigen Stelle eines Baugliedes ist die Unterbrechung der Kontinuität der Biegungsspannungen unter Aufrechterhaltung der Übertragung von Längs- und Querkräften. Die Ausschaltung der Biegungsmomente ist nur begrenzt möglich, da die aus der Formänderung folgende Winkeländerung die Überwindung der Reibung im Gelenk erfordert. Die Einführung dieser Größe macht die Rechnung sehr verwickelt und die Annahmen, die dabei nötig werden, sind unsicher. Also muß bei der technischen Ausbildung auf möglichste Herabsetzung des Reibungseinflusses Bedacht genommen werden, damit die allgemein übliche Vernachlässigung der Reibung berechtigt erscheint. Der Vorteil des Einbaues von Gelenken ist ein zweifacher:

1. Der Kraftübergang zwischen zwei durch ein Gelenk verbundenen Baugliederteilen erfolgt durch eine so eng begrenzte Fläche, daß sie im Verhältnis zu den Bauwerksabmessungen als „Durchgangspunkt“ für die Kraftermittlung angesehen werden kann.

2. Jedes Gelenk vermindert den Grad der statischen Unbestimmtheit. Dadurch wird der Einfluß der elastischen Formänderungen abgetönt oder bei genügender Gelenkzahl ganz ausgeschaltet, so daß in diesem Grenzfall, d. i. bei Zugehörigkeit des Bauwerks zu den statisch bestimmten Systemen, die Kraftermittlung am starr gedachten Gebilde erfolgen darf. Seine praktische Auswertung findet dieser Vorteil bis zu einem gewissen Grade in der theoretisch anzunehmenden Unabhängigkeit von Wärmeänderung und Lagerverschiebungen. Daß die letzteren in etwas extremen Fällen von Einfluß sein können, zeigt die folgende Überlegung. Ein flachgespanntes Dreigelenk-

gewölbe $\left(\frac{l}{f} = 10\right)$ erleidet eine beiderseitige Widerlagerverschiebung von $\mu \cdot l = {}^1/_{1000}\, l$.

Nach Abb. 353 sei:

$$s = \text{const}; \qquad l = n f; \qquad s = \frac{f}{2}\sqrt{n^2 + 4};$$

$$\cos\alpha = \frac{n \cdot f}{2 \cdot s}; \qquad \cos\alpha' = \frac{n \cdot f}{2 \cdot s}(1 + 2\mu); \qquad \cos\alpha' = \cos\alpha\,(1 + 2\mu);$$

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{f'}{\frac{l}{2} + \mu l} = \frac{2 f'}{n \cdot f(1 + 2\mu)}; \qquad f' = \frac{n \cdot \operatorname{tg}\alpha'(1 + 2\mu)}{2} \cdot f;$$

$$\Delta f = f - f' = \nu \cdot f.$$

Angenommen sei $\mu = \frac{1}{1000}$;

$n = 10$.

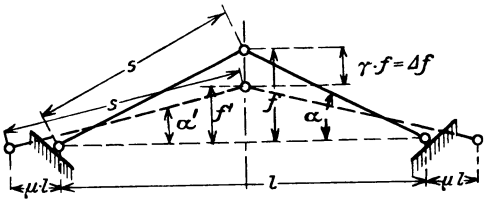


Abb. 353. Scheitelsenkung eines Dreigelenkbogens.

Es wird:

$$s = 5{,}099\, f;$$

$$\cos\alpha = \frac{10}{10{,}198} = 0{,}9806;$$

$$\alpha \cong 11^0\, 20';$$

$$\cos\alpha' = 0{,}9806 \cdot 1{,}002 = 0{,}98256; \qquad \alpha' \cong 10^0\, 40';$$

$$\operatorname{tg}\alpha' \cong 0{,}1885;$$

$$f' = \frac{10 \cdot 0{,}1885 \cdot 1{,}002}{2} \cdot f = 0{,}9445\, f;$$

$$\Delta f = 0{,}055\, f.$$

Bei einer Brücke von 30 m Spannweite und 3 m Pfeilhöhe würde also ein Ausweichen der Widerlager um $\frac{30}{1000}$ m $= 0{,}03$ m eine Scheitelsenkung von $\frac{55 \cdot 3}{1000} = 0{,}165$ m bewirken. Das Pfeilverhältnis wird $\frac{l'}{f'} = \frac{3006}{283{,}5} = 10{,}6$ gegen 10,0, also wird auch der Schub um rd. $6\,{}^0/_0$ gesteigert.

Interessante Angaben über die Winkeländerung im Scheitel und ihren Einfluß auf den Spannungszustand im Gewölbe finden sich in der Arbeit „A. Kollmar, Auflager und Gelenke", 1919, W. Ernst & Sohn, S. 95, die eine übersichtliche Darstellung des ganzen Problems enthält. Werden die Verkürzung des Bogens infolge Eigengewicht und Verkehrslast, die Wärmeschwankung und Schwindung außer dem Ausweichen der Widerlager noch berücksichtigt, so ergeben sich die in Abb. 354 dargestellten Kurven für die Werte:

r = Krümmungshalbmesser des stählernen Wälzgelenkes ($\sigma = 6000$ kg/cm²);

e = Stützlinienausschlag;

π = Zusatzspannungen in ${}^0/_0$ der mittleren Scheitelfugenspannung;

$\Delta\alpha$ = Winkeländerung im Scheitel.

Die Kurven sind aus 9 Beispielen für die Pfeilverhältnisse $n = \frac{l}{f} = 8$, 10 und 12 ermittelt.

Zu beachten ist der große Einfluß der Lagerverschiebung gegenüber den anderen Ursachen.

Der Nachteil der Gelenke liegt zunächst auf wirtschaftlichem Gebiet. Die Herstellungskosten von einwandfrei arbeitenden Gelenken für größere Kräfte sind hoch und der Einbau mit seinen Anforderungen an haarscharfe Genauigkeit der Lage der Berührungsflächen ist schwierig und teuer. Eine Ersparnis gegenüber dem Mehr an Material, das die Dimensionierung auch mit ungünstigen Annahmen berechneter eingespannter Konstruktionen erfordern würde, dürfte nur in seltenen Fällen herausgerechnet werden können. Dabei ist natürlich Voraussetzung, daß die Widerlager die volle Aufnahme der Einspannungsmomente gewährleisten.

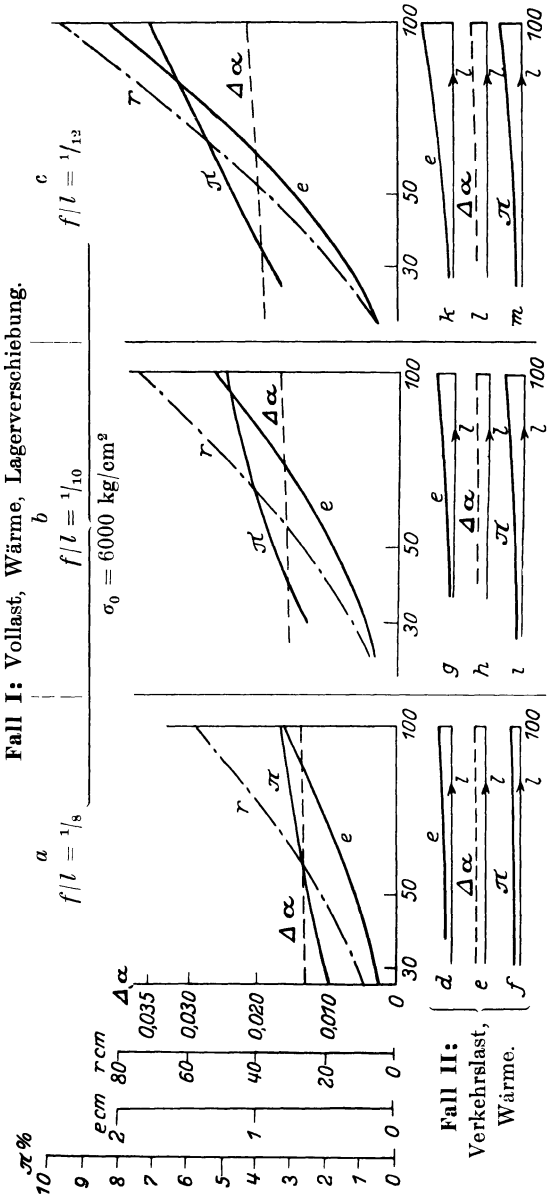


Abb. 354. Kurven für r, e, π und $\Delta\alpha$.

Hinzu kommt ein mehr gefühlsmäßiges Moment. Das Gelenk im Bauwerk aus nur druckfestem massivem Baustoff ist „materialfremd". Im Eisenbau konzentriert das Stahlgelenk etwa das 4- bis 5 fache der normalen Materialspannung

$$\left(\frac{1200}{5000} \text{ bis } \frac{1400}{7000} \text{ kg/cm}^2\right),$$

im Massivbau dagegen rund das 150 fache

$$\left(\frac{35}{5000} \text{ bis } \frac{50}{7000} \text{ kg/cm}^2\right).$$

Auch bei flußeisernen Gelenken kommt noch das 40 fache heraus. Wird das Eisen als vermittelndes Zwischenglied ausgeschaltet, so ergibt sich für steinerne Wälzgelenke ein Spannungsstrombild nach Abb. 355a. Ein Vergleich zwischen dem molekularen Gefüge des Eisenquerschnittes mit seinen gut ausgeglichenen Festigkeitseigenschaften und der Eigenart des steinernen Querschnittes, in dem Zug- und Scherfestigkeit aufs empfindlichste gegenüber der Druckfestigkeit abfallen, vertieft den Eindruck der Materialfremdheit des Gelenkes in rein steinernen Baugliedern. Die Zerstörung ist nicht die Folge der Überwindung der Druckfestigkeit, sondern in ähnlicher Weise wie beim Laboratoriums-Druckversuch an Probewürfeln (Abb. 355b) die

Folge des Versagens von Zug- und Scherfestigkeit. Die auftretenden Zugspannungen, die bei Steingelenken gefährlicher sind als die Scherspannungen, sind Funktionen der Querdehnung. Die Kenntnis dieser Beziehungen muß also die Grundlage der Berechnung sein. Jedes Mittel, das die Querdehnung behindert, ist geeignet, die Tragfähigkeit der Gelenkkörper zu erhöhen.

Für Naturgesteine gibt es solche Mittel nicht. Sie sind besonders hinsichtlich ihrer Zugfestigkeit unzuverlässig. Bei Versuchen von Bach (1903) mit Granitgelenken (s. Zusammenstellung 116, S. 382) zeigte sich eine auffallend geringe Bruchlast bei einem Probestück. Der Stein stammte aus demselben Bruch wie die anderen und hatte ein frisches, gesundes Aussehen. Erst durch die mikroskopisch-petrographische Untersuchung wurde festgestellt, daß der Stein etwas verwittert war.

Da in dem eisenbewehrten Beton ein Baumaterial zur Verfügung steht, das die Möglichkeit bietet, die Zugspannungen in einer der Druckfestigkeit angepaßten Höhe aufzunehmen und die Querdehnungen zu verringern, so ist damit der Charakter der Materialfremdheit beseitigt. Die Ausbildung von Eisen-

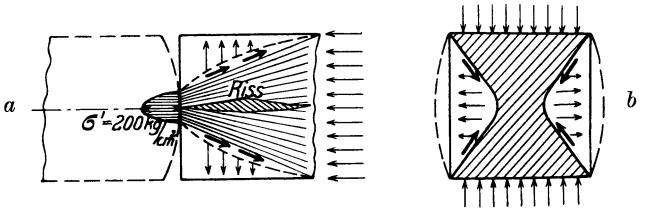


Abb. 355. Spannungsstrombild.

betongelenken muß für jeden Gelenkdruck möglich sein, bei dem die Ausführung des Bauwerks selbst in massiver Bauart durchführbar ist. Weitere Angaben sind weiter unten S. 381 ff. gemacht.

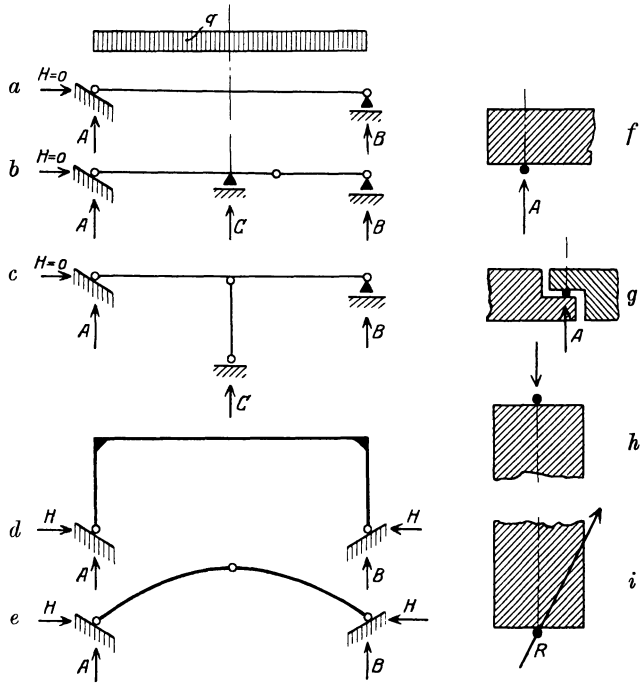
Für den modernen Ingenieurbau gehört die Ausführung von Gelenken aus Naturstein — ebenso wie das Quadermauerwerk der Geschichte an. Werksteine kommen vielleicht noch für Ansichtsflächen von Bruchsteinmauerwerk in Frage. Die Verblendung von Beton mit Werksteinen ist eine Unwahrheit, die verschwinden muß. Die Ästhetik des Betonbaues ist im Entstehen, sie bedarf nur noch der künstlerisch-kritischen Durcharbeitung.

B. Systematische Einteilung der Gelenke.

Jedes Lager eines Bauwerkes, das kein Einspannungsmoment aufnehmen kann, ist ein „Gelenk". Der Konstruktionsgedanke stammt aus dem Eisenbau, dessen Baustoff die Durchbildung leicht gestattet. Auch die Beweglichkeit des Lagergelenkes in Form des Gleitens oder Rollens ist konstruktiv ohne Schwierigkeit zu gewährleisten.

Im Massivbau liegen die Verhältnisse ganz anders. Mit Ausnahme des Gewölbes oder Bogens sind alle Bauwerke nur in biegungsfestem Baustoff, dem Eisenbeton, ausführbar. Der Beton ist im Augenblick des Bauens noch plastisch bildsam, er gestattet also infolge seiner Erhärtung auf der Baustelle die monolithische Verbindung der durch das Gelenk getrennten Baugliederteile. Wenn auch das Fehlen der Biegungsmomente den theoretischen Querschnitt 0 zuläßt, so verlangen die Aufnahme der Normal- und Querkräfte und technisch-praktische Selbstverständlichkeiten die tatsächliche Ausführung eines Querschnittes von angemessener Größe. Der große Vorteil des elastischen Ausgleiches zwischen den Baugliedern und die Beweglichkeit in der Anordnung der im Beton eingebetteten Eiseneinlagen sind weitere Gründe für das Bestreben, im Massivbau das Gelenk zu beseitigen und die dadurch

hervorgerufenen Einspannungsmomente durch biegungsfeste Querschnitte aufzunehmen. Das Material dafür steht bis zu einem hohen Prozentsatz sowieso zur Verfügung. Gelenke sind teuer, also gewinnt die wirtschaftliche Komponente neben der technischen im Gesamtkompromiß an Bedeutung. Daraus folgt der Grundsatz, auf Gelenke zu verzichten, wo ein Einspannungsmoment aufnehmbar und wenigstens schätzungsweise statisch prüfbar ist. Als Beispiel für das Gegenteil möge angeführt werden, daß ein kräftiger Eisenbetonbalken in einer schwachen gemauerten Wand nicht „einspannbar" ist.



Abg. 356. Gelenkige Lagerung.

Für den Bogen kommen die an anderer Stelle (s. S. 308) erörterten Gründe für die Entscheidung zwischen Gelenk und Einspannung in Betracht.

Liegt zwingende Veranlassung zur Wahl gelenkiger Lagerung im Massivbau vor, so sind die praktisch vorkommenden Konstruktionsaufgaben in der Skizzenreihe der Abb. 356 systematisch gekennzeichnet. Um die Darstellung nicht mit unnützem Beiwerk zu belasten, ist nur die Wirkung lotrechter Lasten zugrunde gelegt.

Für die Formen a/b und f/g ist die Querkraft die ausschlaggebende angreifende Kraft.

Die selten vorkommende Form c/h, Gelenk im Pfeilerkopf, verlangt nur die Übertragung von Längskraft.

Bei Rahmen und Bogen (Form d/e und i) sind Längs- und Querkraft zu übertragen, wobei die Querkraft fast immer eine untergeordnete Rolle spielt.

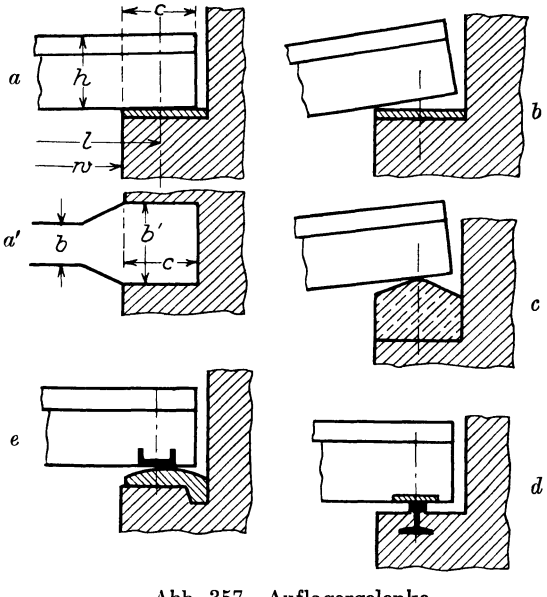


Abb. 357. Auflagergelenke.

Aus dem Gesagten ist ersichtlich, daß die übliche Trennung zwischen den Bezeichnungen „Auflager" und „Gelenke" einer wissenschaftlichen Analyse nicht standhält.

C. Gelenke zur Aufnahme von Querkräften.
(Auflager.)

Bei Ausführung untergeordneter Hochbauten mag die als einspannungsfrei angesehene Lagerung nach Abb. 357a vernünftig und zweckentsprechend sein. Die Größe der Lagerfläche $b' \cdot c$ ist der zulässigen Spannung des Lagermauerwerks anzupassen. Licht- und Spannweite verhalten sich nach den Bestimmungen 1925 § 17, 10 bzw. 17, 2 bei Balken bzw. Platten wie $w : l = 1 : 1{,}05$ bzw. $w : w + d$. Die Deformation muß eine Kantenpressung nach Abb. 357b hervorrufen, die bis zu normalen Grenzen als unschädlich anzusehen ist.

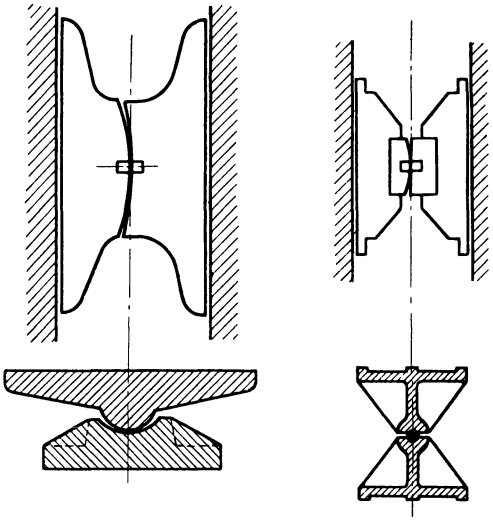


Abb. 358. Eiserne Gelenke.

Nach den weiter unten S. 384ff. erörterten Beziehungen zwischen Querdehnung und Zugspannung kann die Ausführung eines sog. Tangentialkipplagers nach Abb. 357c in hochwertigem Beton statisch-technisch zulässig sein. In wirtschaftlichem Sinne wird der Einbau einfach geformter Eisenteile nach Abb. 357d und e nicht nur wettbewerbsfähig, sondern überlegen sein. Handelt es sich in Ausnahmefällen um Übertragung bedeutender Querkräfte bei großen Bauwerken, so sind die Lagerformen der eisernen Konstruktionen, die schematisch in Abb. 358 dargestellt sind, sinngemäß anzuwenden.

Soll ein sogenanntes Gerbergelenk nach der Systemskizze Abb. 356g ausgeführt werden, so ist die technisch einwandfreie Durchbildung nur möglich, wenn die Balkenhöhe h eine Aufteilung in zwei noch gesund zu bewehrende Kragarmhöhen h' plus ausreichender Gelenkfuge e (schematische Abb. 359) gestattet. Die Konstruktion nähert sich bedenklich einer statischen Tüftelei und kann nur für Bauwerke großer Abmessungen in Frage kommen. Die Gelenkfuge muß von oben und unten, u. U. ganz mit elastischem Stoff abgedichtet werden.

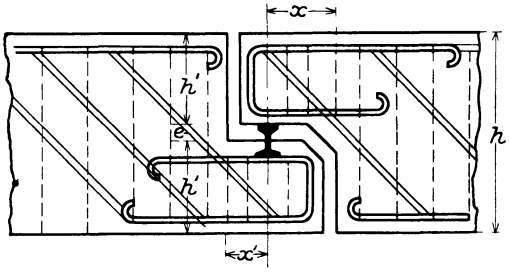


Abb. 359. Gerbergelenk für Eisenbetonbalken.

D. Gelenke zur Aufnahme von Längs- und Querkräften.

I. Federgelenke. Die Wirksamkeit beruht darauf, daß im Gelenk an die Stelle des eisenbewehrten Massivquerschnittes ein scharf konzentrierter Eisenquerschnitt gesetzt wird. Sein Trägheitsmoment ist gering. Er widersteht der Verbiegung im Rahmen der wirklich zu erwartenden Winkeländerungen nur mit Kräften, die vernachlässigbar sind. Die unbedeutenden Querkräfte werden sicher aufgenommen. Der steinerne Querschnitt wird durch eine Gelenkfuge unterbrochen, die tunlichst durch elastische, meist bitumenartige Füllmittel geschlossen werden sollte.

Bei der einfachsten Ausführungsform (Abb. 360a) werden die Eiseneinlagen im Stützenquerschnitt diagonal, im Wandquerschnitt querlaufend auf die andere Seite hinübergeführt. Der Kreuzungspunkt ist das Gelenk. Senkrechte dornartige Beilagen sind rechtwinklig zur Achse der zu erwartenden Winkeländerung anzuordnen. Die Bauart verlangt die Konzentrierung der im Normalschnitt $\beta - \beta$ auf Beton und Eisen verteilten Längsspannungen in den Eisenquerschnitt des Gelenkes $\alpha - \alpha$. Dazu muß Zeit und Gelegenheit geboten werden, also darf der Winkel der Zusammenziehung der Eisenstränge nicht zu groß sein ($\max \operatorname{tg} \varphi = {}^1/_2$).

Der Beton muß sich im Gebiet der Spannungsüberleitung selbst helfen. Daß die Anordnung nur für untergeordnete Bauaufgaben ausreicht, ist ohne weiteres erkennbar. Eine sachgemäßere Lösung zeigt Abb. 360b, deren Vorzüge gegenüber a sich selber erklären.

Sind Gelenkstellen selten im Bauwerksganzen, so sind die Mehrkosten einer einwandfreien Durchbildung relativ zur Gesamtbausumme gering. Ihre

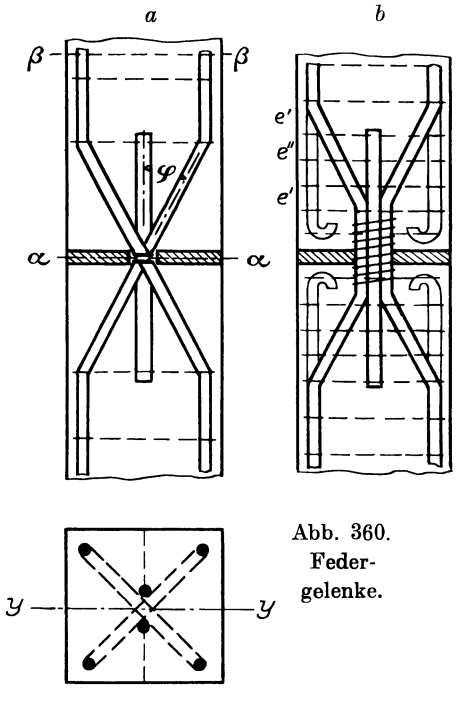


Abb. 360. Federgelenke.

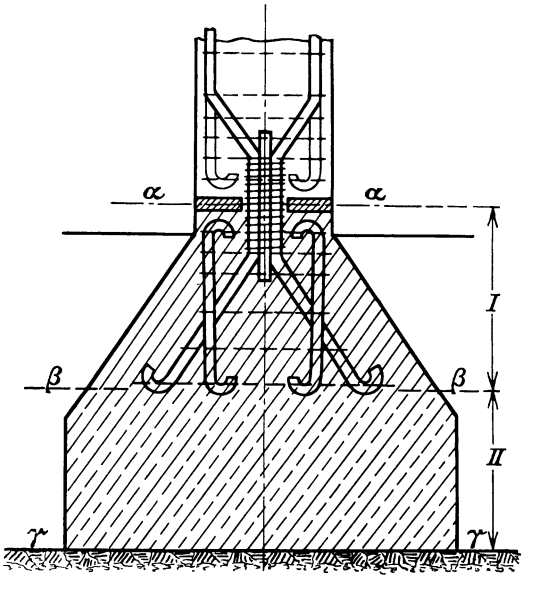


Abb. 361. Pfeilerfußgelenk.

Wirkung ist aber eine wichtige Grundlage für die statische Berechnung und ihre Übereinstimmung mit der Wirklichkeit. Kleinliches Sparen an dieser Stelle ist ein Beweis für mangelnde Übersicht.

Der akademische Ingenieur muß den Mut und die Kraft haben, die Gegensätze auszugleichen, die sich besonders leicht auftun zwischen zunftmäßiger Praxis; sie sagt, „diese Bauform ist seit Jahrzehnten bewährt, es ist nie etwas passiert", und ahnt nicht, ob das Sicherheitskonto vielleicht bis 1,1 abgeschrieben ist, und wissenschaftlich gefärbter Einseitigkeit, die mit dem Federmesser den Eichenast bearbeitet und teils ihre eigenen Annahmen, teils die ehernen Gesetze der Wirtschaftlichkeit vergißt.

Verbindet das Gelenk den drehbar zu gestaltenden Pfeiler mit dem Fundament (Abb. 361), so sind für die Ausgestaltung des Fundamentes folgende Grundlagen gegeben. In der Höhenzone I (Abb. 361) muß die im Eisenkern des Gelenkes angesammelte Spannungsmenge an den Beton abgegeben werden.

Durch angemessene Bügelbewehrung ist der Ausgleich und die Beseitigung von Zugspannungen zu fördern. In der Zone II hat der Querschnitt den Spannungsübergang vom Beton zum Baugrund zu leisten, wobei die Anforderungen an die Festigkeit in normalen Fälle nach unten hin sinken. Ob es wirtschaftlich ist, das Mischungsverhältnis des Betons entsprechend zu ändern, ist eine Frage der Kalkulation.

II. Vollkommene Gelenke. Diese häufig gebrauchte Bezeichnung ist irreführend, denn dem elastischen Widerstand der Federgelenke steht der Reibungswiderstand der sog. vollkommenen Gelenke entgegen. In die Kategorie gehören die aus dem Eisenbau übernommenen Zapfengelenke und die eisernen und steinernen Wälzgelenke.

Der Verfasser hält es für eine unabweisliche Pflicht der modernen Ingenieurbaukunst, das Einschalten der unorganischen Stahlgelenke in ein steinernes Bauwerk möglichst zu vermeiden. Abb. 362 möge das Unbefriedigende

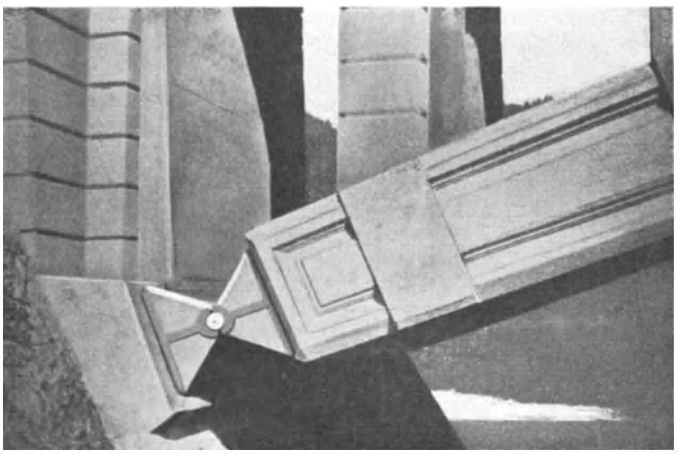


Abb. 362. Stahlgelenk in einem Steinbogen.

dieses Baugedankens erkenntlich machen. Der eisenbewehrte Beton, aus hochwertigem Bindemittel und geeigneten Zuschlagstoffen hergestellt, ist der ideale massive Baustoff, der allen Anforderungen gewachsen ist. Die Zeit stärkt seine Leistungsfähigkeit und bei tadelloser Ausführung entfällt die Notwendigkeit dauernder Kontrolle, die jeder Eisenteil erfordert.

Eine in der Praxis übliche Faustregel, die auf vorsichtiger Bewertung der Bewährung ausgeführter Gelenke aufgebaut ist, teilt das Verwendungsgebiet wie folgt:

Bleigelenke	für	Gelenkdruck	bis	200 t/m,
Betongelenke	„	„	„	250 t/m,
Granitgelenke	„	„	„	300 t/m,
Stahlgelenke	„	„	über	300 t/m.

Die an erster Stelle genannten Bleigelenke mögen noch kurz besprochen werden, ehe weitere Folgerungen gezogen werden. Das Bleigelenk, im Jahre 1885 von Leibbrand in den Brückenbau eingeführt, ist zwar theoretisch ein Flächenlager. Die Winkeländerung wird aber durch das elastische Verhalten der schmalen Bleistreifen so weitgehend ermöglicht, daß die Bezeichnung „Bleigelenk“ richtig erscheint.

Die Breite des Bleistreifens richtet sich nach der Höhe der zulässigen Druckspannung, die im Steinquerschnitt als erlaubt gelten soll. Die Versuche von Bach (1888) über Streifenbelastung nach Abb. 363 hatten das in Abb. 364 dargestellte Ergebnis. Wird die Streifenbreite durch den Faktor $r = \frac{a}{z}$ gekennzeichnet, so kann aus dieser Festigkeitskurve für die zulässige Spannung mit guter Sicherheit das von Bauschinger angegebene Gesetz:

$$\sigma_{zul} = \sigma^0_{zul} \sqrt[3]{r}$$

abgeleitet werden (s. Zahlen der Abb. 364).

Bei starkem Anwachsen von r (schmale Streifen) ist der Sicherheitswert hoch, was erwünscht ist. Im Hinblick auf den gegebenen Rahmen dieser

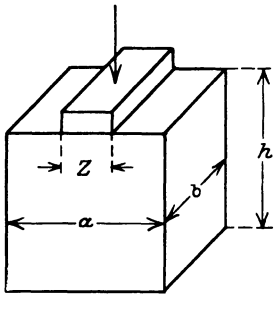


Abb. 363. Streifenbelastung.

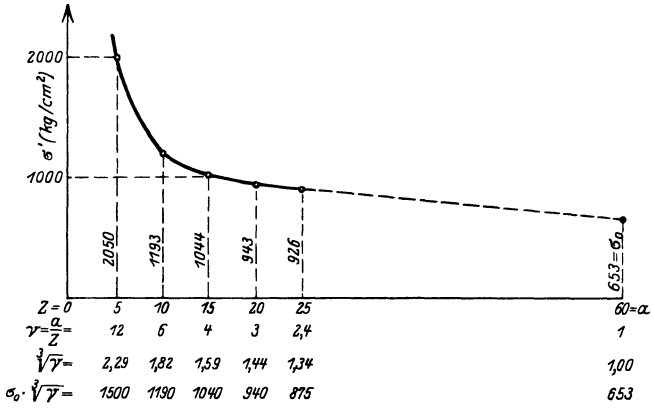


Abb. 364. Bachsches Versuchsergebnis.

Darstellung wird auf die von Kollmar (s. S. 373) bearbeitete übersichtliche Zusammenstellung über Stützlinienverschiebung, Zusatzspannungen usw. verwiesen. Als Material kommt hauptsächlich Walzweichblei mit 5 % Antimon in Frage.

Da seine zulässige Beanspruchung $\sigma_{zul} \simeq 120$ kg/cm² ist und die durch Überwindung der Fließgrenze (150 kg/cm² und höher) auftretenden Eckabrundungen die Gelenkwirkung verbessern, so fügt sich die Bleieinlage harmonisch dem Steinmaterial ein, dessen zulässige Streifenspannungen durch richtige Wahl von r sinngemäß dem Material angepaßt werden können. Die Stärke der Bleiplatte ist nach unten durch die Forderung begrenzt, daß sich die Steinkanten (Abb. 365) infolge der Winkeländerung $\Delta\alpha$ nicht berühren dürfen. Ihrer Steigerung ist eine Grenze gesetzt durch die infolge der vergrößerten Deformationen eintretende Stützlinienverschiebung und die Vermehrung der bleibenden Formänderungen, schließlich auch durch wirtschaftliche Erwägungen. $^1/_8$ bis $^1/_{12}$ der Plattenbreite kann als brauchbares Mittelmaß angesehen werden.

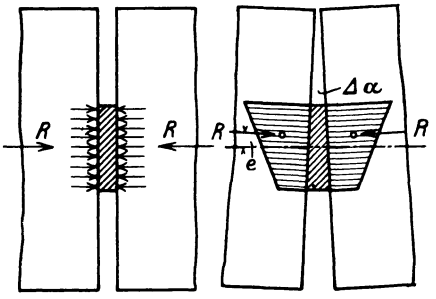


Abb. 365. Gelenkbleiplattenstärke.

Die Bleiplatte stellt gegenüber der genau zu bearbeitenden Berührungsfläche des Steinquerschnittes und den Schwierigkeiten des Versetzens ein

konstruktiv einfaches und billiges Bauglied dar. Da Blei gegen chemische Einflüsse sehr widerstandsfähig ist, so ist die Ausführung von Bleigelenken bis zur Grenze ihrer Leistungsfähigkeit stets in Erwägung zu ziehen. Den Befürchtungen, daß das in die Steinporen eingepreßte Blei eine sprengende Wirkung ausüben könnte, kann durch Anwendung von Zwischenlagen begegnet werden.

Zu beachten bleibt, daß in den Steinquerschnitten hinter den Bleigelenken die Spannungsvorgänge der Abb. 355a, S. 375 auftreten. Wird die Zugfestigkeit durch Eiseneinlagen verbessert, so steht einer Ausdehnung des Verwendungsgebietes der Bleigelenke bei Benutzung von Hartbleisorten nichts im Wege, wenn die Aufnahme der Querkräfte gesichert ist.

III. Wälzgelenke. Der Verfasser ist der Überzeugung, daß die Wälzgelenke aus Naturstein und Stahl, und als äußerste Konsequenz der Einbau der aus dem Eisenbau entliehenen Zapfengelenke nicht mehr dem Stande der heutigen

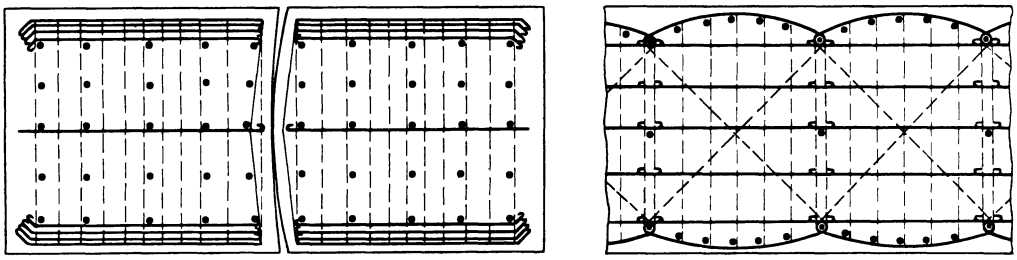


Abb. 366. Eisenbetonscheitelgelenk.

modernen Ingenieurbaukunst entsprechen, weil das Eisenbetongelenk die Vorteile dieser Baumethoden in sich vereinigt. Ferner sollte in Zukunft jede Gelenkberechnung von der Zugfestigkeit ausgehen. Die Druckfestigkeit wird als sekundär zu behandelndes, d. h. nach bekannten Gesetzen nachzuprüfendes Kriterium der harmonischen Gelenkdurchbildung an Bedeutung zurücktreten. Die gewaltige Arbeit, die in Materialforschung und analytischer Aufklärung der Spannungsverhältnisse von den bedeutendsten Fachleuten geleistet ist, wird aber ihren bleibenden Wert als kritischer Vergleichsmaßstab behalten. Das dem Buche vorangestellte Motto findet im vorliegenden Falle ein typisches Anwendungsbeispiel.

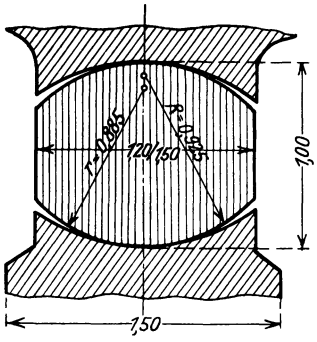


Abb. 367. Pendelgelenk.

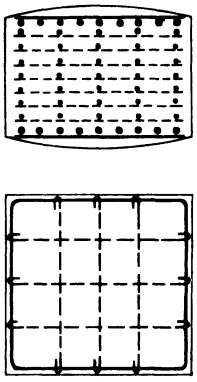


Abb. 368. Stark bewehrte Pendelwalze.

In der Zusammenstellung 116, S. 382, sind daher die wichtigsten Versuche genannt. Ein Ausführungsbeispiel gibt Abb. 366, die das Scheitelgelenk der Saalebrücke bei Dürrenberg veranschaulicht. Das Pendelgelenk der Spreebrücke bei Lübben ist in Abb. 367 dargestellt. Die Bewehrung eines derartigen Gelenkkörpers ist in Abb. 368 skizziert.

Die bekanntesten und gebräuchlichsten theoretischen Rechnungsmethoden sind durch die Namen Hertz, Köpcke und Barkhausen gekennzeichnet. Der verfügbare Raum verbietet eine erschöpfende Darstellung der Entwicklung der Theorien, bei der noch viele andere Forscher beteiligt sind. Eine kurze Erläuterung des Grundgedankens sei hierunter gegeben.

Zusammenstellung 116.

Die wichtigsten Versuche mit Gelenkquadern. (Nach Doktordissertation Gaehme bzw. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., VII. Bd.)

Nr.	Jahr	Ausführende	Veröffentlicht	Material	Ergebnis	Bemerkung
1	1894	Geh. Baurat Krüger in Dresden mit Firma Dyckerhoff & Widmann.	Erst 1906, Dt. Bauzg., Nr. 32, 34, 38.	Betongelenke des Dresdener Flutviaduktes.	1. Zerstörung erfolgt durch Zugkräfte $\perp$ Druckrichtung. 2. Größte Dehnung $\perp$ Druckrichtung entsteht etwa im Abstand $d/2$ (S. 386); zu empfehlen ist daher $h \geqq \sim d$. 3. Zugkraft Z $\perp$ Druckrichtung ist etwa gleich 0,28 $\times$ Druckkraft P, also $Z \sim \frac{P}{4}$.	Messung mit Martensschem Spiegelapparat auf $\frac{1}{5000}$ mm.
2	1896	Baudir. C. Bach u. Prof. Foeppl, auf Veranlass. des Landesbaurats M. Leibbrand.	Vgl. Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., VII. Bd, S. 76.	Granitgelenke der Epachbrücke bei Immnau.	Nachweis, daß Steingelenke als Ersatz für eiserne Gelenke möglich und zweckmäßig sind. Untersucht wurden: Verhalten und Formänderungen der Steine; die mögliche Drehung; das Verhalten der Bleieinlage.	
3	1903	C. Bach im Auftrage d. Württbg. Ministerialabtlg für den Straßen- und Wasserbau.	Z. V. d. I. 1903, S. 1439/1448 und Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 17 (Berlin 1904).	9 Gelenkkörperpaare aus bayr. Granit, dazu 2 mit noch größerer Höhe.	1. Abhängigkeit zwischen der Breite b der Berührungsfläche und der Druckkraft P gemäß der Hertzschen Annahme bestätigt gefunden. 2. Die Hertzsche Gleichung betr. Gesetzmäßigkeit zwischen P und r nicht bestätigt gefunden; der Einfluß von r ist viel geringer. 3. Zerstörung erfolgt durch Überschreiten der Zugfestigkeit. Zu empfehlen sind daher Eiseneinlagen $\perp$ Druckrichtung.	$r = 250$ bis 3750 mm. Krümmungsfläche mit Diamantstahl genau abgedreht.
4	1904	C. Bach, wie zu 3.	Mitt. über Forschungsarbeiten, Heft 20 (Berlin 1904).	Sandsteingelenke aus Heilbronner Keupersandstein.	1. σ_{max} nur etwa gleich 1,14 $\times$ Würfelfestigkeit. 2. Bei gleichbleibendem l und h wird mit abnehmender Breite b die Widerstandsfähigkeit geringer. 3. Vergrößerung von r hat auf σ_{max} nur geringen Einfluß.	Bearbeitet und poliert wie zu 3.
5	1906 u. folgd. Jahre	Firmen Windschild & Langelott und Dyckerhoff & Widmann.	Zentralbl. Bauverw. 1908, S. 395. Vgl. Handbuch f. Eis., 3. Aufl., VII. Bd, S. 82.	Gelenke der Moselbrücken bei Hauconcourt, Mallingen usw.	1. Beton statt Naturstein für Gelenke möglich bis zu einer Höchstbelastung von $\sim$ 230 t/m. 2. Die Risse treten zuerst im hohlen Stein auf. 3. Die Bruchlast ist fast doppelt so groß wie die Rißlast 4. Der Druck auf die Flächeneinheit bleibt nach anfänglicher Zunahme bis zur Rißbildung fast konstant.	Mischung 1 : 1,5 : 1,5 bis 1 : 2,5 : 2,5.
6	1910	Dyckerhoff & Widmann in der Materialprüfungsanstalt der T. H. Stuttgart.	Dt. Bauzg. 1914, Zementbeilage Nr. 10 bis 13.	Eisenbetonquader hint. Stahlgelenken. Vor Ausfg. d. Neckarbrücke am Rosenstein bei Cannstatt.	1 Zerstörung erfolgt durch Zugrisse. 2. Steigerung der Bruchlast infolge der Bewehrung ist proportional dem Prozentsatz der Bewehrung.	Mischung: 1 Zement-: 2 Rheinsand-: 2 Porphyr-Feinschotter.
7	1912	Fa. Hüser & Cie, Obercassel, Prüfung der Gelenke nach 1 Jahre i. d. Sächs. Mech.-Techn.-Versuchsanst. in Dresden.	Vgl. Handbuch f. Eis., 3. Aufl., VII. Bd., S. 84 u. 89.	Betonwälzgelenke der Lahnbrücke bei Gräveneck.	Feststellung des Sicherheitsgrades derartiger Quader: $\frac{\text{Rißbildungslast}}{\text{Betriebslast}} = 6$ bis 7. Nachweis, daß vollkommene Berührungsflächen bei Betonkörpern kaum zu erzielen sind.	—

Zusammenstellung 117.
Vergleich der Berechnungsverfahren nach Hertz, Köpcke und Barkhausen.

Nr.	Verfasser	Gelenkdruck kg/cm	Abmessungen cm				Berührungsbreite cm			Größte Druckspannungen kg/cm²		
			d	*b*	*R*	*r*	H	K	B	H	K	B
1	Kollmar	31,9	100	100	350	300	17,6	9,17	11,4	233	261	285
2		41,9	120	100	500	450	29,3	12,15	17,6	182	258	240
3		31,1	100	100	500	450	25,5	10,35	15,3	157	226	206
4		21,5	70	100	400	350	16,5	7,52	11,2	166	216	194
1	Gaehme	23,2	60	100	450	350	10,8	12,9	17,6	164	162	90
2		22,4	75	100	425	340	12,1	14,7	20,4	177	171	93

H = Hertz; K = Köpcke; B = Barkhausen.

Allen drei Rechnungsarten ist gemeinsam, daß sie das lineare Deformationsgesetz $\varepsilon = \alpha \cdot \sigma$, das nur für Eisen gültig ist, und nicht das sog. Potenzgesetz $\varepsilon = \alpha \sigma^m$ zugrunde legen, und daß sie nur Beziehungen zwischen Gelenkdruck, Berührungsbreite und größter Druckspannung ohne jede Rücksicht auf die Zugspannungen aufstellen.

Als wichtiges Unterscheidungsmerkmal ist hervorzuheben, daß die Formeln von Hertz weder Höhe noch Breite des Gelenkkörpers als Faktor enthalten, daß Köpcke nur die Höhe, und Barkhausen Höhe und Breite berücksichtigt.

Ein Vergleich der Rechnungsergebnisse, der an der Hand mehrerer Beispiele durchgeführt ist, und zwar von Kollmar (s. S. 373) und in der Doktordissertation Gaehme, Hannover 1920, „Steingelenke", ergibt obenstehende Werte (Zusammenstellung 117).

Ein Eingehen auf die Ursachen der starken Abweichungen erübrigt sich. Die Aufnahme der Zugspannungen ist die Hauptbedingung für die Beseitigung der Bruchgefahr. Erst wenn diese Gefahr durch geeignete Maßnahmen ausgeschaltet ist, kann Druck- oder auch Scherfestigkeit wieder eine maßgebende Rolle spielen. Der äußerste Grad von Vorsicht wäre erfüllt, wenn die Nachprüfung an der Hand der von Forscherautorität getragenen Theorien ergibt, daß auch die

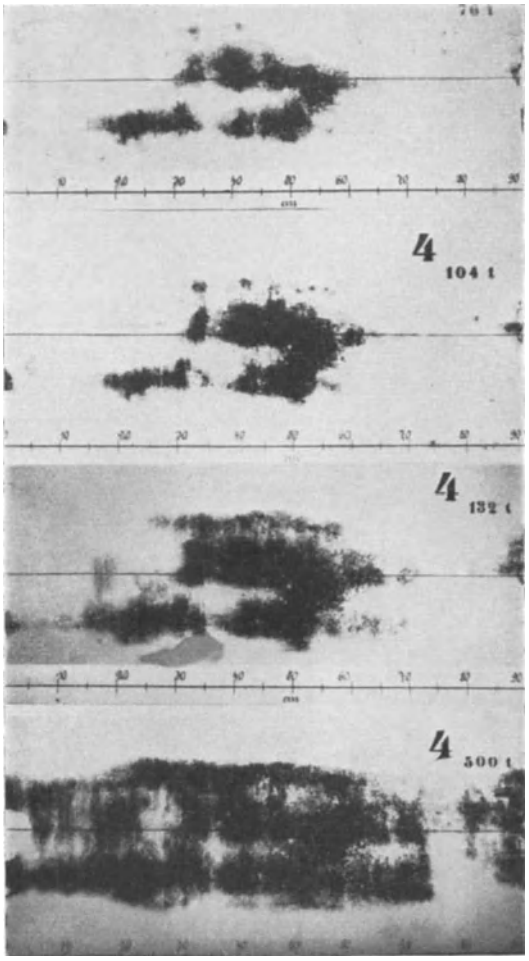


Abb. 369. Druckverteilung bei den Hüserschen Versuchen.

ungünstigste theoretisch ermittelte Druckspannung innerhalb der für das Material zulässigen Grenzen bleibt. Diese Vorsicht ist leicht anzuwenden.

Dabei ist noch zu beachten, daß auch bei größter Sorgfalt der Ausführung ein völlig sattes Anliegen der Berührungsflächen nicht zu erzielen ist. Abb. 369 zeigt die durch Blaupapiereinlage genau wiedergegebene Druckverteilung bei den Hüserschen Versuchen (Zusammenstellung 116 Nr. 7).

Auf der Baustelle werden die Verhältnisse noch ungünstiger liegen. Den Maßstab für den Übereinstimmungsgrad von Theorie und Praxis mag jeder nach seiner Veranlagung wählen. Sicher ist, daß der Wert der absoluten Zahlenergebnisse der theoretischen Rechnungen verglichen mit den relativen Werten der Empfindlichkeit der Formeln gegenüber der Variabilität einzelner Faktoren und Annahmen zurücktreten muß.

Die drei genannten Formeln sind wie folgt entstanden.

Berechnung der Wälzgelenke.

1. Nach Hertz (1881).

Voraussetzungen (die für eiserne Gelenkteile zutreffen, bei massiven nur unvollkommen erfüllt werden):

a) Beide Gelenkkörper sind isotrop;
b) Das Hookesche Gesetz gilt; $E_z = E_d$;
c) Der Querschnitt f der Druckfläche ist sehr klein gegenüber dem Querschnitt F der Körper selbst;
d) Die Berührungsoberfläche ist reibungslos.

Die Breite der Berührungsoberfläche wird:

$$b = 4 \cdot \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot l}} \cdot \sqrt{\frac{\alpha_1 \left(1 - \frac{1}{m_1^2}\right) + \alpha_2 \left(1 - \frac{1}{m_2^2}\right)}{\frac{1}{r_1} \pm \frac{1}{r_2}}},$$

Die größte Druckspannung in der Mitte der Berührungsflächen:

$$\sigma_{\max} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{P}{b \cdot l}.$$

Hierin bedeutet

l die Länge der beiden parallel liegenden Zylinder,
r_1 und r_2 die Krümmungshalbmesser der Berührungsflächen,
α_1 und α_2 die Dehnungskoeffizienten für beide Gelenkkörper,
m_1 und $m_2 = \frac{\text{Längsdehnung}}{\text{Querdehnung}}$ für beide Gelenkkörper.

Das $-$-Zeichen im Nenner gilt, wenn die nach r_2 gekrümmte Fläche konkav ist, also beide Krümmungsmittelpunkte auf derselben Seite liegen.

Sind beide Gelenkkörper aus gleichem Material, so wird

$$m_1 = m_2 = m, \qquad \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha,$$

mithin

$$b = 4 \sqrt{\frac{2 \cdot P \cdot \alpha \left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}{\pi \cdot l \left(\frac{1}{r_1} \pm \frac{1}{r_2}\right)}}.$$

Ist eine Druckfläche eben, so wird $r_2 = \infty$, $r_1 = r$, mithin

$$b = 4\sqrt{\frac{2 \cdot P \cdot a\left(1 - \frac{1}{m^2}\right) \cdot r}{\pi \cdot l}};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4 \cdot P}{\pi \cdot b \cdot l}.$$

2. Nach Köpcke.

Für die beiden Gelenkquader, deren Form und Abmessungen in Abb. 370a gegeben sind, ist

$$f_1 = r_1 - \sqrt{r_1^2 - (d/2)^2}; \qquad f_2 = r_2 - \sqrt{r_2^2 - (d/2)^2};$$

Mittelwert: $f = \frac{f_1 + f_2}{2}$.

Annahme: Bei starker Zusammendrückung entsteht eine ebene Berührungsfläche von der Breite $b = 2 \cdot s$ nach Abb. 370b. Der Halbmesser für das gedachte Gelenk mit dem beiderseitigen Bogenstich f wird

$$\varrho = \frac{(d/2)^2 + f^2}{2f} = \frac{d^2}{8f} + \frac{f}{2} \sim \frac{d^2}{8f}.$$

Ist λ der Pfeil des nach ϱ gekrümmten, zur Gerade gewordenen Bogens mit der Sehne b, so ist angenähert

$$s = b/2 = \sqrt{2 \cdot \varrho \cdot \lambda}.$$

Die größte Druckspannung in der Mitte wird (Hookesches Gesetz):

$$\sigma = \frac{E \cdot \lambda}{h}.$$

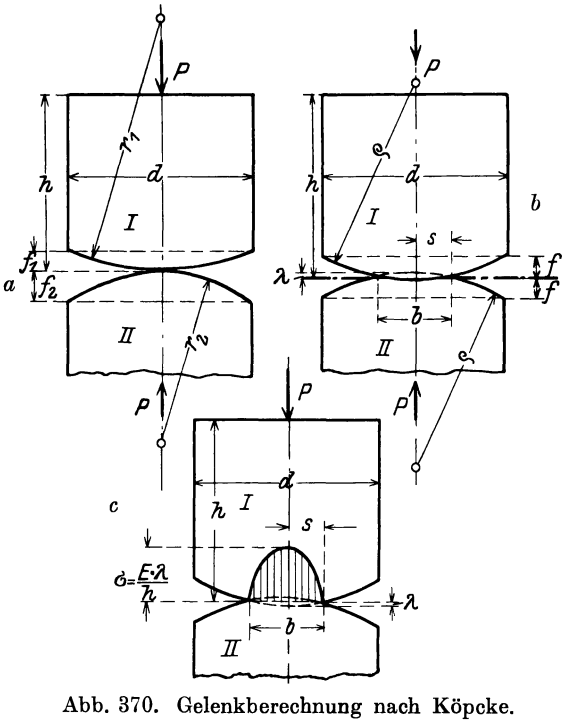


Abb. 370. Gelenkberechnung nach Köpcke.

Bei Annahme parabelförmiger Spannungsverteilung nach Abb. 370c ist:

$$P = {}^2/_3 \cdot 2\,s \cdot \frac{E \cdot \lambda}{h} = {}^4/_3 \sqrt{2\,\varrho\,\lambda} \cdot \frac{E \cdot \lambda}{h} = {}^4/_3 \frac{E}{h} \sqrt{2\,\varrho\,\lambda^3}.$$

Die Auflösung der Gleichung nach λ ergibt

$$\lambda = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot P^2 \cdot h^2}{32 \cdot \varrho \cdot E^2}},$$

also λ als Funktion von $P^{2/3}$. P ist nach Köpcke aus dem Eigengewicht des Gewölbes zu bestimmen.

3. Nach Barkhausen.

Voraussetzungen: 1. Die Dehnung folge dem Gesetz $\varepsilon = \frac{\lambda}{h} = \frac{E}{\sigma} + A$ (geradlinig, aber mit um A verschobenem Anfangspunkt).

2. Es bilde sich eine Berührungsfläche ABC (Abb. 371) mit mittlerem Halbmesser r, also $r_1 < r < r_2$.

Ist P der Gelenkdruck auf 1 cm Gewölbebreite und $\sigma_0 = \frac{P}{1 \cdot d}$ die gleichmäßig verteilte Druckspannung in der Ansatzfuge des Gewölbes, so folgt (vgl. die ausführliche Ableitung in „Otzen-Barkhausen, Anhang zur 2. Aufl. der Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Brücken und Dächern," Wiesbaden, Kreidels Verlag 1909, S. 110 bis 114):

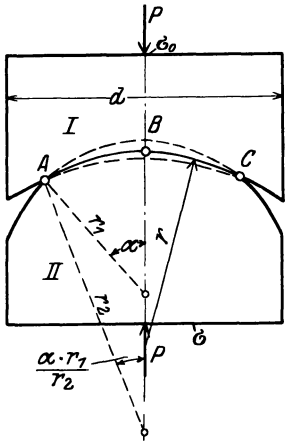


Abb. 371. Gelenkberechnung nach Barkhausen.

$$\alpha\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} - \frac{c}{3} \cdot \alpha^2\right) = \frac{d}{2\,r_1},$$

worin die Hilfsgröße c wird:

$$c = \frac{r_1 \cdot E \cdot d\left(1 - \frac{r_1}{r_2}\right)}{4 \cdot P \cdot h}.$$

Wird r_1 oder r_2 als gegeben angenommen, so muß, wenn die zulässige Spannung σ in der Berührungsfläche nicht überschritten werden soll, werden:

$$r_1 = \frac{r_2}{2} + \sqrt{\frac{r_2^2}{4} - \frac{4 \cdot P \cdot r_2 \cdot h \cdot \ln\left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_0}\right)}{E \cdot d \cdot \alpha^2}}.$$

Die Gleichung ist am besten durch Probieren zu lösen.

Andernfalls ist die entstehende Spannung σ aus dem gewählten r_1 zu berechnen, wobei $\sigma < \sigma_{zul}$ bleiben muß.

Der Hinweis auf die Gefährlichkeit der Zugspannungen aus Querdehnung findet sich in fast allen Versuchsbeschreibungen.

Die schon erwähnte Doktordissertation Gaehme (s. S. 383) versucht nun von dieser Grundlage aus systematisch eine praktisch brauchbare Rechenmethode abzuleiten. Die Versuchsreihen, die zu diesem Zwecke ausgeführt sind, genügen noch nicht, um den Vorschlägen den Rang einer gültigen Bauregel zu geben. Für nähere Orientierung wird auf die Arbeit selbst verwiesen.

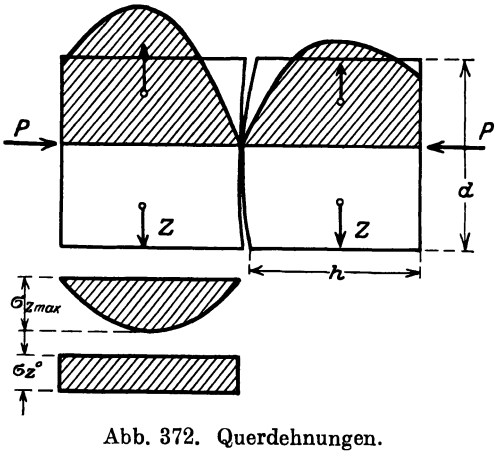


Abb. 372. Querdehnungen.

Der Gedankengang ist kurz folgender:

Aus den Krügerschen Versuchen (Zusammenstellung 116 Nr. 1) ist auf Grund der in Abb. 372 dargestellten Querdehnungen ein Verhältnis

$$k = \frac{\text{Zugkraft } Z}{\text{Gelenkdruck } P} = 0{,}28$$

ermittelt.

Wird die Spannungsverteilung angenähert nach einer Parabel angenommen, so ergibt sich für 1 cm Tiefe eine gleichmäßig verteilte Zugspannung

$$\sigma_z^0 = \frac{Z}{h} = \frac{2}{3}\,\sigma_{z\,max}.$$

Gaehme benutzt nun die Ergebnisse der Bachschen Versuche mit Granitquadern (1903) und Sandsteinquadergelenken (1904), um ein Vergleichsmaterial für die Größe der Zahl k nach Krüger zu gewinnen.

Zugfestigkeit des Granits: $\sigma_z = 45{,}4$ kg/cm²; $\sigma_z^0 = 30{,}2$ kg/cm²,
„ „ Sandsteins: $\sigma_z = 26{,}5$ kg/cm²; $\sigma_z^0 = 17{,}7$ kg/cm².

Die Rißlasten der Versuche werden zur Ermittlung von k benutzt, denn die Entstehung des ersten Risses kennzeichnet die Überwindung der Zugfestigkeit.

Der Wert $k = \frac{\sigma_z^0 \cdot h}{P}$ wird für alle Versuche berechnet. Gaehme hat dann selbst Versuche mit Betongelenken durchgeführt und ebenfalls die k-Werte bestimmt. Das Ergebnis zeigt die Abhängigkeit der Werte k vom Krümmungshalbmesser.

Zusammenstellung 118. k-Werte.

Versuch	Material	Krümmungsradius mm	k	Bemerkungen
Krüger	Beton 1:2:2	?	0,280	Alter unbekannt
Bach	Granit	250	0,222	
		1000	0,183	
		3750	0,136	
Bach	Sandstein	100	0,194	
		200	0,182	
		400	0,146	
		1000	0,098	
		3750	0,040	
Gaehme	Beton 1:4	400	0,293	
		1000	0,261	Alter 100 Tage
		2500	0,198	
		3750	0,157	

Die k-Werte sind als Verhältniszahlen von elastischen Querdehnungen zu Längszusammendrückungen anzusehen, sie können also als reduzierte reziproke Werte der Poissonschen Zahl in der Form

$$k = \frac{1}{m \cdot \omega}$$

angeschrieben werden.

Die k-Linie wird aufgetragen zu r als Abszissenachse. Im Bereich praktisch vorkommender Fälle ist sie mit hinreichendem Genauigkeitsgrad eine Gerade (s. Abb. 373a). Daraus läßt sich die $m \cdot \omega$-Linie ableiten (Abb. 373b) und schließlich die ω-Linie (Abb. 373c), wenn die Poissonsche Zahl bestimmt ist.

Diese ω-Linie hat das Gesetz:

$$\omega = \gamma \cdot r + \delta,$$

worin

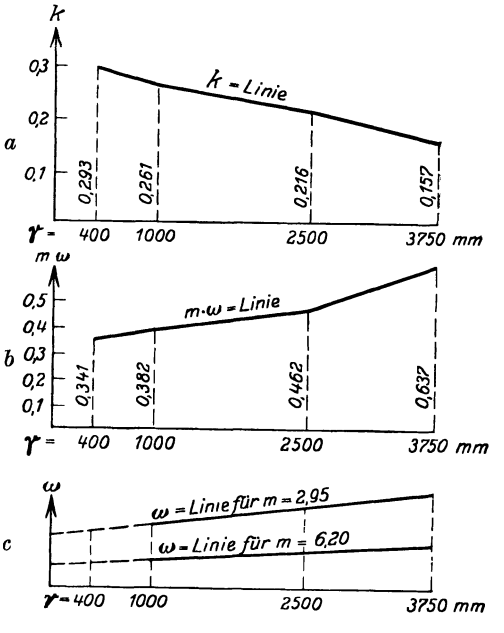


Abb. 373. Schaulinien.

γ die Neigung dieser Linie gegen die Abszissenachse und
δ ihren Abstand von der X-Achse bedeutet.

Die Größen γ und δ sind Materialkonstanten, deren Abhängigkeit von m durch Versuche zu bestimmen ist. Abb. 374 zeigt die aus den Gaehmeschen Versuchen abgeleiteten Kurven.

Da nach den oben genannten Beziehungen

$$\sigma_{z(\max)} = \frac{1{,}5\,Z}{h} = \frac{1{,}5\,k \cdot P}{h} = \frac{1{,}5\,P}{m \cdot \omega \cdot h}$$

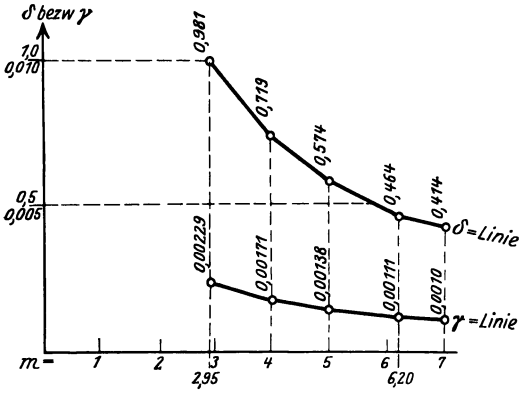


Abb. 374. Materialkonstanten.

ist, so folgt

$$P = \frac{\sigma_z \cdot m}{1{,}5} \cdot (\gamma \cdot r + \delta) \cdot h = p \cdot h$$

oder

$$p = \frac{\sigma_z \cdot m}{1{,}5} (\gamma \cdot r + \delta).$$

Diese Gleichung gilt, wie Gaehme besonders erläutert, für die Voraussetzung, daß der Gelenkstein die Abmessungen $h = d$ hat. Damit wird die Pressung im Gewölbe hinter dem Gelenk:

$$\sigma_{bd} = p \cdot \sigma_z.$$

Es ist also möglich, von dem bekannten Wert σ_{bd} ausgehend, auf Grund der als zulässig anzusehenden Zugspannung σ_z den Wert p zu bestimmen und aus der p-Linie, die in Abb. 375 gezeichnet ist, den erforderlichen Krümmungsradius abzulesen.

Reicht die Zugfestigkeit des Betons nicht aus, so ist in bekannter Weise die erforderliche Eisenbewehrung — entweder als voller Ersatz oder als Ergänzung der Betonzugleistung zu errechnen.

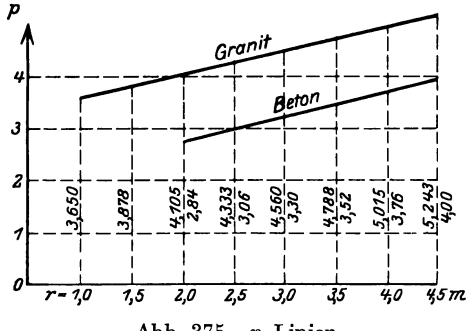


Abb. 375. p-Linien.

Dies ist in kürzester Zusammenfassung der Gedankengang des Vorschlages, der die Untersuchung auf die wirkliche Zerstörungsgefahr, das Aufreißen, einstellt. Gebraucht werden die Kurven der Materialkonstanten. Hier liegt die Schwäche des Verfahrens. Diese Grundlagen müssen zuverlässiger ausgebaut werden.

Da die Nachprüfung an Hand der üblichen Formeln leicht möglich ist, so muß sich ein für die Praxis brauchbarer, im Bewußtsein der Unsicherheit der Annahmen planvoll geregelter Ausgleich finden lassen, der die Gefahr der Zugrisse in den Vordergrund stellt und die übliche Bestimmung der Druckspannung als Kontrolle benutzt.

Damit ist aber die Möglichkeit gegeben, auch das Gebiet des steinernen sog. vollkommenen Gelenkes voll und ganz dem Massivbau in seiner erstklassigen Eisenbetonbauweise zuzuweisen und die unharmonischen Ersatzmittel Granit und Stahl ganz auszuschalten.

Literatur.

Gaehme, M.: Doktordissertation: „Steingelenke für Gewölbe- und Eisenbeton-Spannwerke". Hannover.

Kollmar, A.: Gelenke und Auflager. Berlin: W. Ernst & Sohn 1919.

Beton Eisen 1916, S. 6—9: Andersson, D.: Eine Eisenbetonbogenbrücke in Kristianstad (Schweden).

Beton Eisen 1917, S. 182—185: Schultze, J.: Auflagerquader aus Eisenbeton.

Beton Eisen 1919, S. 152—155: Gall, E., Brücke über die Alz bei Wiesmühl.

Beton Eisen 1922: S. 61—62, 105—107, 133—136: Schaechterle, K. W.: Neue Bauausführungen in Eisenbeton bei der E.G.D. Stuttgart.

Beton Eisen 1924, S. 11: Goranaf, B.: Schwere Gelenke in Eisenbetonsäulen.

Beton Eisen 1924, S. 156—161: Mörsch, E.: Über die Berechnung der Gelenkquader.

Bauing. 1920, S. 46—52: Löser, B.: Die konstruktive Gestaltung der Eisenbetonbalken an den Auflagern.

Armierter Beton 1911, S. 183—192: Foerster, M.: Die Langenzugbrücke in Hamburg.

Dt. Bauzg. 1914, Zementbeilage Nr. 22 u. 23: Baumstark, F.: Größere ausgeführte Gelenkbrücken in Eisenbeton.

3. Geländer und Brüstungen.

Die Höhenlage des oberen Verkehrsweges über Gelände erfordert zum Schutz vor dem Herabstürzen der Verkehrenden und zur vollen Ausnutzung der Straßenbreite bei Menschengedränge eine seitliche Abschlußwand, die bei Ausführung in Eisen oder Holz im allgemeinen den Namen „Geländer" (Abb. 376), bei massiver Herstellung die Bezeichnung „Brüstung" (Abb. 377) führt.

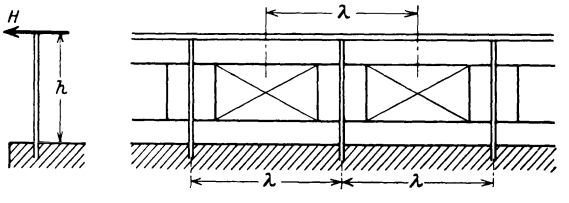


Abb. 376. Geländerausbildung.

Die seitlichen Kräfte, die von einem Menschengedränge ausgeübt werden, sind nach allgemein gebräuchlicher Annahme gleichzusetzen einer wagerechten, in Geländerhöhe h angreifenden Kraft $H = 80—100$ kg/m. (Din 1072 verlangt 80 kg/m.)

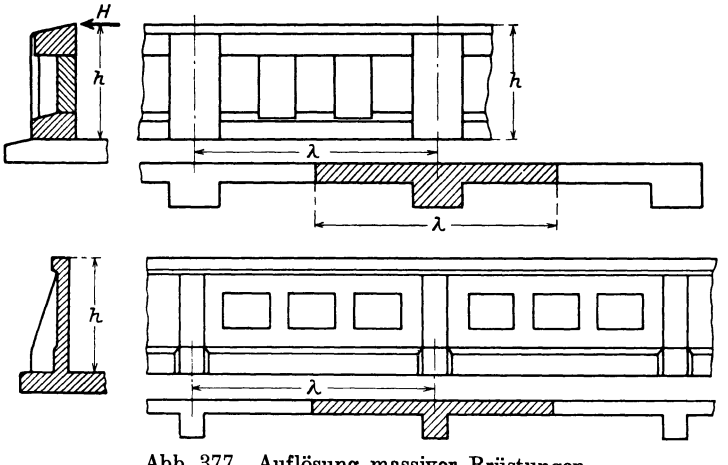


Abb. 377. Auflösung massiver Brüstungen.

Dieser Wert ist nicht allzu hoch, doch scheint es berechtigt, in den höchst seltenen Fällen ungünstigster Beanspruchung den Sicherheitsgrad etwas zu ermäßigen. Amerikanische Versuche haben einen Höchstdruck von 250 kg/m ergeben[1]).

[1]) Beton Eisen 1925, S. 107.

A. Geländer.

Den Widerstand gegen die hauptsächlichen Kraftangriffe leisten Holm und Pfosten. Die Felder sind je nach Art des Bauwerks mit einer mehr oder weniger engmaschigen Füllung zu versehen (Abb. 376, S. 389). Sie ist hinsichtlich der Festigkeit von sekundärer Bedeutung und der Träger der ästhetischen Durchbildung.

Die Höhenlage des Holmes soll, wenn nicht besondere Schutzvorkehrungen gegen Belästigung durch Rauchgase oder das Scheuwerden von Pferden getroffen werden, zwischen 1,0 und 1,1 m betragen. Die Feldweite λ ist von der Größe des seitlichen Widerstandsmomentes des Holmquerschnittes abhängig.

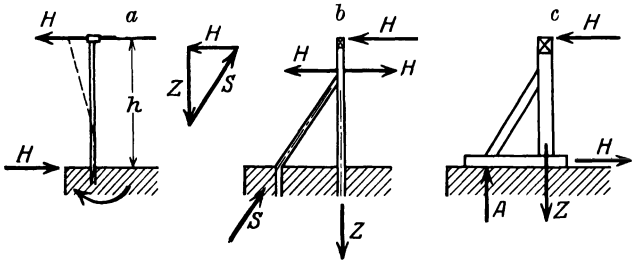


Abb. 378. Beanspruchung der Geländerpfosten.

Die zulässige Spannung des Holmbaustoffes darf nicht voll ausgenutzt werden, sondern es ist auf geringe Formänderungen Bedacht zu nehmen. Die Felderteilung ist ferner mit Rücksicht auf ihre harmonische Einfügung in die Teilung der Brückenachsen zu bestimmen. Die üblichen Maße liegen zwischen den Verhältnissen $\lambda : h = 1$ bis 2.

Der Pfosten hat die wagerechte Kraft $H \cdot \lambda$ aufzunehmen. Bei Ausführung in Eisen (Abb. 378a) kann er als eingespannter Freiträger durch Einlassen und Vergießen im Abdeckstein ausgebildet werden. Abb. 379 möge ohne Worte die Überlegungen erläutern, die anzustellen sind, um den Einfluß der Einlassungstiefe zu prüfen, wenn empirische Erfahrung fehlt. Beim Vergießen mit Zementmörtel wird $t \geqq rd \cdot 15$ cm sein müssen. Das Vorstrecken einer Stütze (Abb. 378b) beschränkt die Biegungsbeanspruchung auf den oberen Pfostenteil. Die Stütze muß die Spannkraft S aufnehmen, der Pfostenfuß für die Zugkraft Z verankert werden.

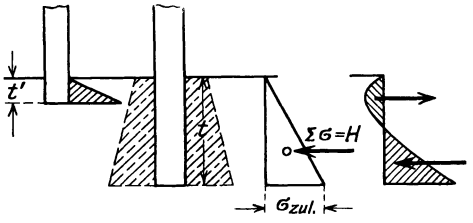


Abb. 379. Prüfung der Einlassungstiefe t.

Bei Ausführung in Holz (Abb. 378c) ist das Einlassen der Pfosten nur bei ganz provisorischer Anlage zulässig, da der versenkte Stiel infolge Luftmangels und Feuchtigkeitsansammlung schnell faulen wird.

B. Brüstungen.

Massive Brüstungen können entweder durch ihr Gewicht standfest sein, oder sie können aus biegungsfestem massiven Baustoffe, d. h. Eisenbeton bestehen und als eingespannte Träger berechnet werden.

Um das konstruktive Empfinden zu stärken, seien einige Überschlagsrechnungen über die Standfestigkeit der Brüstungen infolge ihres Gewichtes angegeben.

Faustregel: Das Standsicherheitsmoment sei, bezogen auf Kantendrehung, (Abb. 380a Pkt. i) $1^1/_2$ bis 2fach.

$$\text{Bedingung: } G \cdot \frac{d}{2} = n \cdot H \cdot h .$$

Einheiten: kg und m.

$$\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3; \; h = 1{,}0 \text{ m}; \; H = 100 \text{ kg/m} .$$

$$d \cdot h \cdot 1 \cdot 2000 \cdot \frac{d}{2} = 100 \cdot 1 \cdot n ;$$

$$d^2 = \frac{n}{10}; \text{ für } n = 1{,}5 \text{ wird } d \cong 0{,}39 \text{ m},$$

$$\text{für } n = 2{,}0 \text{ wird } d \cong 0{,}45 \text{ m} .$$

Annahme I: d soll so bemessen werden, daß keine Zugspannung am inneren Rande auftritt (Abb. 381).

Bedingung: $\sum \sigma \cdot e = H \cdot h \cdot$

Einheiten: kg und cm.

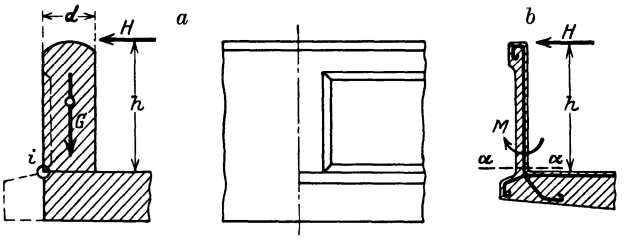


Abb. 380. Standsicherheit der Brüstung.

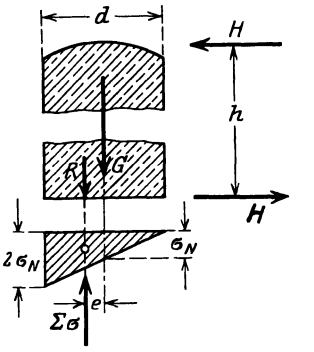


Abb. 381. Spannung im Geländerfuß.

$$\gamma = 0{,}002 \text{ kg/cm}^3; \; h = 100 \text{ cm}; \; H = 1 \text{ kg/cm}; \; e = \frac{d}{6}; \; b = 1 \text{ cm} .$$

$$\sigma = 2\,\sigma_N = \frac{2 \cdot d \cdot h \cdot 0{,}002}{d} = 0{,}4 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\sum \sigma = \frac{1}{2} \cdot 0{,}4 \cdot d \cdot = 0{,}2\, d .$$

$$0{,}2\, d \cdot \frac{d}{6} = 100 \cdot 1; \quad d^2 = 3000; \quad d \cong 55 \text{ cm} .$$

Annahme II: d soll so bemessen werden, daß eine zulässige Zugspannung σ_z auftritt.

$$\text{Bedingung: } \sigma_z = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} \leqq \sigma_{\text{zul}} .$$

Einheiten: kg und cm.

$$N = b \cdot d \cdot h \cdot \gamma; \quad M = b \cdot H \cdot h; \quad F = bd; \quad W = \frac{b\,d^2}{6};$$

$$\gamma = 0{,}002 \text{ kg/cm}^3; \quad b = 1 \text{ cm}; \quad h = 100 \text{ cm}; \quad H = 1 \text{ kg/cm};$$

$$N = 0{,}2\, d; \quad M = 100; \quad F = d; \quad W = \frac{d^2}{6};$$

$$\sigma_z = 0{,}2 - \frac{600}{d^2};$$

Für $\sigma_z =$	$-0{,}5$	$-1{,}0$	-3	-5	kg/cm²
wird $d \cong$	29	22	14	11	cm

Diese kurze Überlegung, die aus pädagogischen Gründen eingeschaltet ist, um den Wert solcher Schätzungsrechnungen darzutun, zeigt den starken Einfluß einer monolithischen Verbindung der Brüstung mit dem Tragwerk. Die praktisch auszuführende Stärke der Brüstungen wird demnach je nach Ausführungsart und gewünschtem Sicherheitsgrad zwischen 25 und 50 cm liegen.

Für die Aufnahme der Querkraft H wird meist die Reibung schon ausreichen; tritt noch die Haftfestigkeit von Mörtel oder Beton hinzu, so ist genügende Sicherheit vorhanden.

Bei Ausführung in Eisenbeton ist das Biegungsmoment $M = H \cdot h$ im Querschnitt $\alpha - \alpha$ der Abb. 380b, S. 391 aufzunehmen. Die Errechnung der Abmessungen ist wie üblich durchzuführen.

Die Auflösung auch der massiven Brüstungen nach Holm, Pfosten und Feldfüllung kann in ästhetischem Sinne erwünscht sein (Abb. 377, S. 389). Wird eine statische Untersuchung für nötig erachtet, so muß sie von der Feldteilung λ und der $\top$ förmigen Grundrißform ausgehen, solange es sich um nur druckfesten massiven Baustoff handelt. Bei der Ausführung in Eisenbeton wird nichts wesentlich Günstiges erreicht, da die Pfostenquerschnitte nur die schmale Druckzone aufweisen. Hier ist die Entscheidung lediglich von ästhetischen Gesichtspunkten aus zu treffen. Geländer und Brüstungen spielen im Brückenbilde eine verhältnismäßig wichtige Rolle. Bis zu einem gewissen Grade, je nach Veranlagung, soll auch der Bauingenieur Verständnis und Interesse für das Gleichgewicht der Massen und einen harmonischen Teilungsrhythmus haben. Mit einfachen Mitteln läßt sich zum mindesten eine ästhetisch befriedigende Lösung der Brückenansicht erreichen.

4. Lehr- und Schalgerüste.

Alle Tragwerke aus massivem Baustoff, sei es nun Quader-, Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk, oder Beton und Eisenbeton, erhalten ihr endgültiges festes Gefüge durch die Versteinerung des Bindemittels oder anders gesagt durch die Erhärtung des Mörtels und des Betons. Im Zustande der Herstellung sind sie mehr oder weniger in ihren Einzelteilen gegeneinander verschieblich. Zur Ausführung eines massiven Tragwerks gehört also eine Unterstützung der noch plastischen Masse, die solange unverändert erhalten bleiben muß, bis der erforderliche Festigkeitsgrad des Materials erreicht ist.

Die Zweckbestimmung der Unterstützungsgerüste trägt vorübergehenden Charakter. Daraus folgt die wichtige wirtschaftliche Forderung, auf die weitgehende Wiederverwendungsfähigkeit der Bauglieder der Gerüste Bedacht zu nehmen. Holz ist daher der gegebene Baustoff. An seine Stelle tritt nur für Fundamente und etwa für Pfeilerbauten massiver Baustoff. Eisen, das naturgemäß auch bei den Holzverbindungen erforderlich ist, wird nur in Ausnahmefällen bei geringen Konstruktionshöhen gewählt werden müssen oder bei der Möglichkeit oftmaliger Wiederverwendung. Zu erwähnen sind noch die Lehrgerüste von Eisenbetongewölben oder -bogen, bei denen die Eisenbewehrung des Querschnittes genügende Tragfähigkeit besitzt, um als Glied des Stützgerüstes zu wirken.

Über die Eigenschaften des Holzes als Baustoff finden sich auf Seite 67 die wichtigsten Angaben. In der Darstellung des Gerüstaufbaues werden nur die allgemeinen Grundsätze erörtert werden. Auf die Beschreibung von Einzelheiten der Holzverbindungen wird des Umfanges wegen verzichtet und auf die eingehende Behandlung des Gegenstandes im Band 2 Teil IV der Handbibliothek „Holzbau“ verwiesen.

Da die Entwicklung der Tragwerke des Massivbaues vom Gewölbebau ausgegangen ist, so hat der für diese Bauform eingebürgerte Name „Lehr-

gerüst“ in der Praxis in erster Linie die Bedeutung des Gewölbe-Stützgerüstes behalten. Mit der Einführung der steinernen Balkenform infolge der Entwicklung des Eisenbetonbaues, bei dem die „Schalung“ für die Erhaltung der Form der plastischen Massen größere Bedeutung gewann, ist die Bezeichnung Schalgerüst für diese Bauart mehr in den Vordergrund getreten. Die Grenzen verwischen sich allmählich.

Die gekrümmte Form der unteren Laibung der Gewölbe stellt an die Gesamtdisposition des Gerüstes andere Anforderungen als die im wesentlichen auf den rechten Winkel eingestellten Unterstützungsgerüste geradlinig begrenzter Bauformen. Daher sollen die „Lehrgerüste für gewölbte Bauwerke“ gesondert besprochen werden.

A. Lehrgerüste für gewölbte Bauwerke.

I. Allgemeines. Das auf dem Lehrgerüst ruhende Gewölbe hat nach der Erhärtung keine wesentlichen Spannungen. Nach Beseitigung der Unterstützung erhält es den aus seinem Eigengewicht folgenden Spannungszustand, der seinerseits Formänderungen bedingt. Äußerlich werden sich diese Formänderungen in einer Absenkung, deren Größtwert bei symmetrischem Gewölbe im Scheitel liegt, bemerkbar machen. Daneben darf nicht übersehen werden, daß im Inneren des Gewölbes ebenfalls Deformationen auftreten, von denen die Querschnittsverdrehung die meiste Beachtung verdient, da sie Biegungsspannungen und damit Rißbildung verursachen kann.

Die beste Form der Unterstützungsbeseitigung, des „Ausrüstens“, ist diejenige, die ein stetiges Überleiten aus dem spannungslosen in den endgültigen Spannungszustand gewährleistet.

Zu diesem Zweck ist über den ganzen Gewölbegrundriß ein Netz von „Ausrüstungsvorrichtungen“ zu verteilen. Dadurch entsteht eine Trennungsfuge von der Höhe, die diese Apparate einschließlich Lagerung haben. Über dieser Ausrüstungsfuge liegt das abzusenkende „Obergerüst“. Die in den Ausrüstungsvorrichtungen konzentrierten Lasten des Obergerüstes sind durch ein „Untergerüst“ auf den Baugrund abzuleiten. Auf diese Weise entsteht die grundsätzliche Dreiteilung der Lehrgerüste nach Abb. 382 in Obergerüst, Ausrüstungsfuge und Untergerüst.

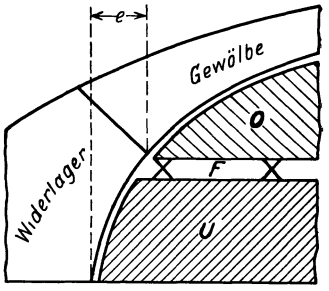


Abb. 382. Dreiteilung der Lehrgerüste.

Allgemein wird es zweckmäßig sein, die Lage der Ausrüstungsfuge so hoch wie möglich anzuordnen, damit der bewegliche Gerüstteil in Abmessungen und Gewicht niedrig gehalten werden kann. Bei Segmentbögen ist die Kämpferhöhe die gegebene Lage (Abb. 383a, S. 394). Bei stetigem Übergang der Laibungskurve in die Senkrechte kann der Gewölbeanfang nach Abb. 382 solange als vorkragendes Widerlager angesehen werden, als er in sich standfest ist.

Konstruktive und wirtschaftliche Gründe können dazu führen, entweder einen Teil (Abb. 383b, S. 394) oder die ganze Ausrüstungsfuge (Abb. 383c) so tief zu rücken, daß das Untergerüst nur noch aus den Lagern der Ausrüstungsvorrichtungen besteht.

Sind während des Baues keinerlei Verkehrsforderungen unterhalb des Gewölbes zu erfüllen und ist der Baugrund überall gut (Abb. 383a, b und c), so ist die Disposition des Untergerüstes der zweckmäßigsten Kraftverteilung im Obergerüst anzupassen.

Das Freihalten von Durchfahrtsöffnungen oder Unregelmäßigkeit im Baugrund (Abb. 383a′ und b′) schafft eine gewisse Zwangslage für die Fugenstützpunkte und damit auch für die Disposition des Obergerüstes.

Der Grenzfall ist die Forderung, die ganze Öffnung offen zu halten und damit die Zahl der Fugenstützpunkte auf zwei zu beschränken. Die Gründe hierfür können verkehrstechnischer Art sein; sie können aber auch rein wirtschaftlicher Natur sein, wenn z. B. bei hohen Pfeilern das Untergerüst sehr

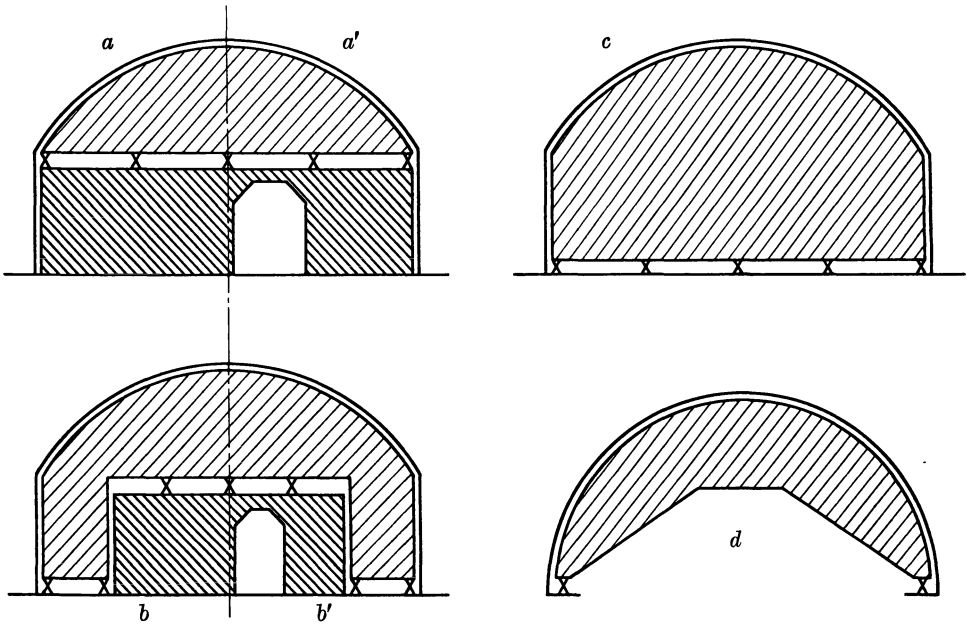


Abb. 383. Höhenlage der Ausrüstungsfuge.

hoch und damit teuer würde (Abb. 383d). In der Literatur ist für die Lösung d der Name „freitragendes“ Lehrgerüst und für die Lösungen a bis c die Bezeichnung „feste“ Lehrgerüste vielfach üblich.

Bevor der Entwurf, in der Bildebene der Abb. 383 gesehen, weiter im einzelnen bearbeitet wird, ist erst die Entscheidung über die Querschnittsgestaltung zu treffen.

Die erste unmittelbare Stützung des Wölbmaterials leistet die „Schalung“, die aus Brettern oder Bohlen und zwar tunlichst aus handelsüblicher Ware hergestellt wird. Die Stärke d ist eine Funktion des Abstandes e der Stützpunkte (Abb. 384). Sie ist in Rücksicht auf geringe Verbiegung mit niedriger zulässiger Spannung ($< 60\,\mathrm{kg/cm^2}$) zu errechnen. Die einfachste Lösung für die Stützung der Schalung ist die Aufstellung von parallelen Gerüstscheiben im Abstand e nach Abb. 385a. Diese „Binder“ oder „Gesperre“ sind aber kostspielig herzustellen, da sie ja aus den oben erwähnten drei Teilen bestehen müssen. Die Ausführung kann daher nur bei unbedeutenden Abmessungen wirtschaftlich sein, wo sie auch tatsächlich angewendet wird. Daß diese parallel stehenden Binder einer „Verspreizung“ oder „Abschwertung“ zur Aufnahme wagerechter Kräfte bedürfen, leuchtet ein.

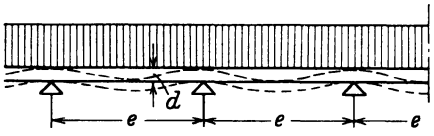


Abb. 384. Schalung.

Mit dem Anwachsen der Abmessungen steigt die Unwirtschaftlichkeit der Anordnung. Der Abstand e muß innegehalten werden, während die wirt-

schaftlich günstige Binderteilung λ (Abb. 385b) ein Vielfaches von e beträgt. Daher ist als Mittelglied ein „Unterzug“ (3) einzubauen. Er hat die Lasten der Einzelunterstützungen der Schalung (1), der sog. „Kranzhölzer“ (2) aufzunehmen. Die Ermittlung seiner Abmessungen erfolgt wiederum unter Berücksichtigung der Forderung geringer Formänderungen, die in der Wahl geringer zulässiger Spannungswerte und ungerader Teilung $n = \lambda/e$ ihren Ausdruck findet.

Die Durchführung äußerster Folgerichtigkeit in der Anordnung der Kranzhölzer nach Maßgabe der Abb. 385c hindert die konstruktiv wichtige Gegenforderung der Zusammenfassung von Binder mit Kranzhölzern in einer Ebene.

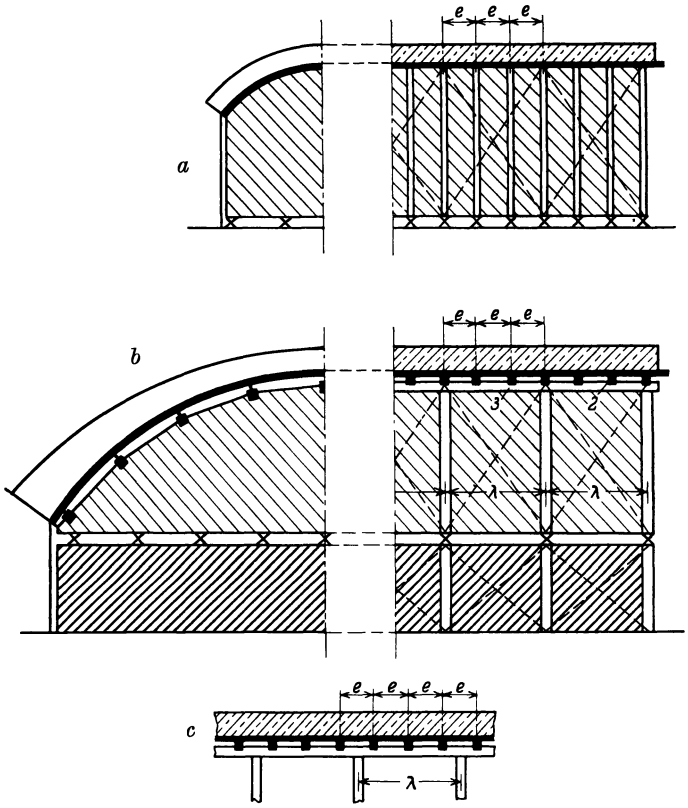


Abb. 385. Binderabstand.

Auf den Einbau einer sachgemäßen Versteifung gegen seitliche Kräfte ist von vornherein Bedacht zu nehmen.

Erst im Besitze der plastischen Vorstellung der räumlichen Gestalt des Lehrgerüstes sollte der Entwerfende die Auflösung der Binderscheibe in seine Einzelteile vornehmen.

Der Ausgangspunkt für die Berechnung ist der Lastangriff des Gewölbegewichtes auf die Schalung. Zur Klarstellung wird am besten von dem Grenzfall ausgegangen, daß regelmäßig geformte Steine in weichem Mörtel versetzt werden. Das Gewölbe zerfällt in 3 Zonen (Abb. 386, S. 396):

Zone I. Der Neigungswinkel der Schalung ist kleiner als der Reibungswinkel ϱ von Stein auf Holz. Die Steine ruhen mit vollem Gewicht auf der Schalung.

Zone II. Der Neigungswinkel der Lagerfuge ist kleiner als der Reibungswinkel Stein auf Stein in Mörtel ($\varphi \leqq 25^0$). Die Steine ruhen aufeinander, ohne Druck auf die Schalung auszuüben.

Zone III bildet den Übergang zwischen beiden Lastangriffen.

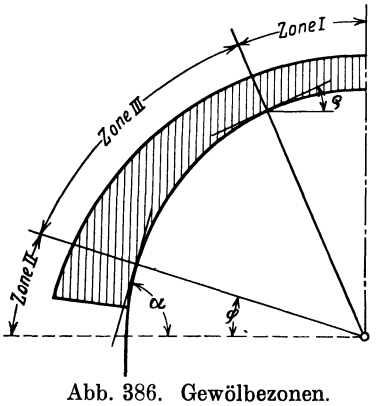


Abb. 386. Gewölbezonen.

Die in der Praxis übliche Berechnungsart für den Druck des Wölbmaterials auf die Schalung senkrecht zu ihr geht von folgenden Voraussetzungen aus:

Die Reibung des Steins auf der Schalung wird vernachlässigt (NB. sie würde günstig wirken, also ist das Fortlassen ein Sicherheitsfaktor!): Das Gewicht des Steins $G = \gamma \cdot d \cdot 1$ wird nach Abb. 387a zerlegt in

den Druck senkrecht zur Schalung gleich D

und

den Druck auf den darunter liegenden Nachbarstein, abgelenkt um den Reibungswinkel φ, gleich D'.

Aus dem Kräfteplan Abb. 387b ist abzulesen:

$$D = G \cos \alpha - G \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi = \gamma \cdot d \cdot \cos \alpha (1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi).$$

Für $\alpha = 0$ wird $D = \gamma d$ gleich dem vollen Steingewicht.

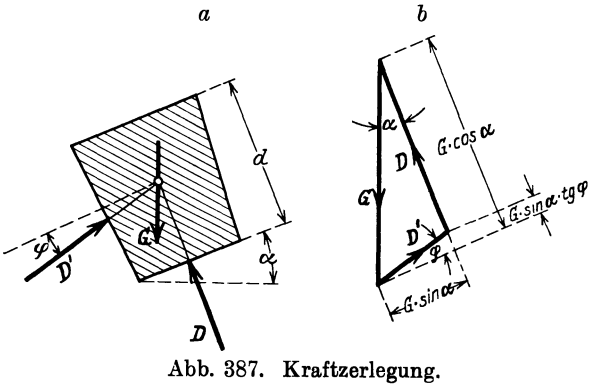


Abb. 387. Kraftzerlegung.

Für $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{ctg} \varphi$ wird $D = 0$.

Die in sich nicht ganz schlüssige Kraftzerlegung kann als gute Annäherung für die Zonen I und III stetig durchlaufend benutzt werden.

Bei Ausführung des Gewölbes in ununterbrochenem Betonierungsvorgang ist die Festsetzung des Reibungswinkels schwierig. Dabei ist aber zu beachten, daß auch der Erhärtungsvorgang ununterbrochen ist, und daß diese Betonierungsmethode aus anderen Gründen, die gleich zu erörtern sind, nur für unbedeutende Bauwerke in Frage kommt.

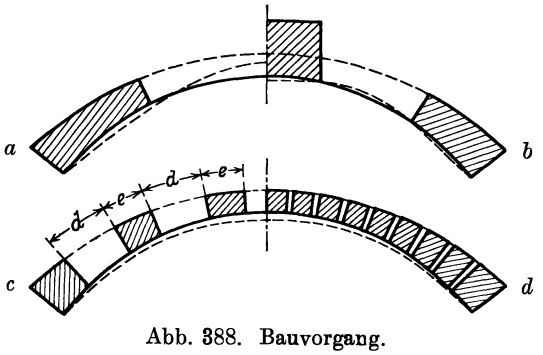


Abb. 388. Bauvorgang.

Die Rücksicht auf die unvermeidliche, wenn auch durch konstruktive Maßnahmen möglichst zu beschränkende Deformation des Lehrgerüstes gilt nicht nur für die endgültige Vollbelastung. Der Einfluß der im Baufortschritt aufgebrachten Teillasten muß auch geprüft werden. Anzustreben ist, daß das auf dem Lehrgerüst ruhende Gewölbe beim Erhärten infolge dieser unvermeidlichen, ungewollten Deformationen ein Minimum von Spannung erhält.

Der zunächst am einfachsten erscheinende Bauvorgang a (Abb. 388) erzeugt sehr ungünstige Formänderungen des Gerüstes.

Vorgang b beseitigt die größten Mängel durch Aufpacken von Baumaterial in Scheitelnähe, aber in roher Form.

Vorgang c schafft einzelne Baublocks von der Länge e mit größeren Lücken d, die jeder für sich besonders auf der Schalung abgestützt werden müssen und dadurch konzentrierte Lasten bringen. Er bedeutet eine erhebliche Verfeinerung gegenüber a/b.

Vorgang d geht in der Aufteilung so weit, daß die einzelnen Blöcke untereinander abgestützt werden. Bei den Lösungen c und d machen die Blöcke die Bewegungen des Gerüstes mit, ohne dadurch Spannungen zu erhalten. Die Füllung der engen Lücken bringt nur einen geringen Prozentsatz der Gesamtlast und damit vor dem endgültigen Gewölbeschluß nur noch kleine Formänderungen des Gerüstes, so daß Vorgang d der Erfüllung der Forderungen am nächsten kommt. Bei Dreigelenkbögen sind die Schenkel in sich gesondert hinsichtlich der Verringerung des Einflusses der Formänderungen zu behandeln.

Bei eingespannten Bögen ist die Auswahl der zuletzt zu schließenden Lücken nach Maßgabe der zu erwartenden größten Querschnittsverdrehungen zu treffen.

Diese Anordnungen haben nichts mit der Methode des „Ausrüstens" zu tun. Sie dienen nur dazu, das Gewölbe in seiner unterstützten Ruhelage so weit als möglich vor innerer Spannungsbildung zu bewahren.

Als wichtigste Bauregeln für die Abschwächung der Formänderungen sind zu beachten: möglichst keine auf Biegung beanspruchte Teile einschalten, Zahl der Stöße verringern, namentlich wenig Hirnholz auf Langholz setzen ohne druckverteilende Zwischenlage aus Zink- oder Eisenblech, eisernen Schuhen und Hartholz, trockenes Bauholz verwenden, entstehende Fugen auskeilen und — vor allem für klare Kraftverteilung Sorge tragen.

Als Faustformel für die zu schätzende, durch Überhöhung des Gerüstes auszugleichende, unvermeidliche Scheitelsenkung wird angegeben im Taschenbuch Foerster u. a.:

für reichlich gestützte Lehrgerüste $y = \frac{1}{200}(l - f)$;

für weit gespannte Lehrgerüste $y = \frac{1}{100}(l - f)$.

Nach Mélan:

$$y = 0{,}003 \cdot l + 0{,}0005 \cdot r,$$

wenn l die Spannweite und r den Krümmungshalbmesser im Scheitel bedeutet; das erste Glied gibt die mittlere Scheitelsenkung während des Rüstens, das zweite die nach der Ausrüstung etwa eintretende Senkung an.

Eine theoretische Lösung versucht W. Nakonz in der Abhandlung „Die Überhöhung der Lehrgerüste bei Dreigelenkbögen" in der Zementbeilage der Dt. Bauzg. 1922, S. 11—14.

II. Binderformen. Die unübersehbare Fülle der Einzelformen durch einzelne Ausführungsbeispiele zu erläutern, entspricht nicht dem Zweck dieser Arbeit, die dem Nachahmungstrieb entgegenwirken und die individuell schöpferische Entwurfstätigkeit vom festen Grunde des Bauprogrammes aus fördern will.

Das Leitmotiv muß sein: „Leite die das Obergerüst angreifenden Kräfte durch die übersichtlich und sparsam zu verwendenden Ausrüstungsvorrichtungen in das vom Bauprogramm mehr oder weniger festgelegte Untergerüst

und weiter in den Baugrund — und zwar so, daß die Kraftströme den kürzesten Weg finden."

Da die Schalungsbelastung nach den üblichen erprobten Annahmen senkrecht zu ihr erfolgt, während die andere Gewichtskomponente teils im Gewölbemauerwerk selbst, teils in der Schalungshaut ihre Aufnahme findet, ist die statisch beste Form der Gliederung das „Strebenwerk" der Abb. 389a und b.

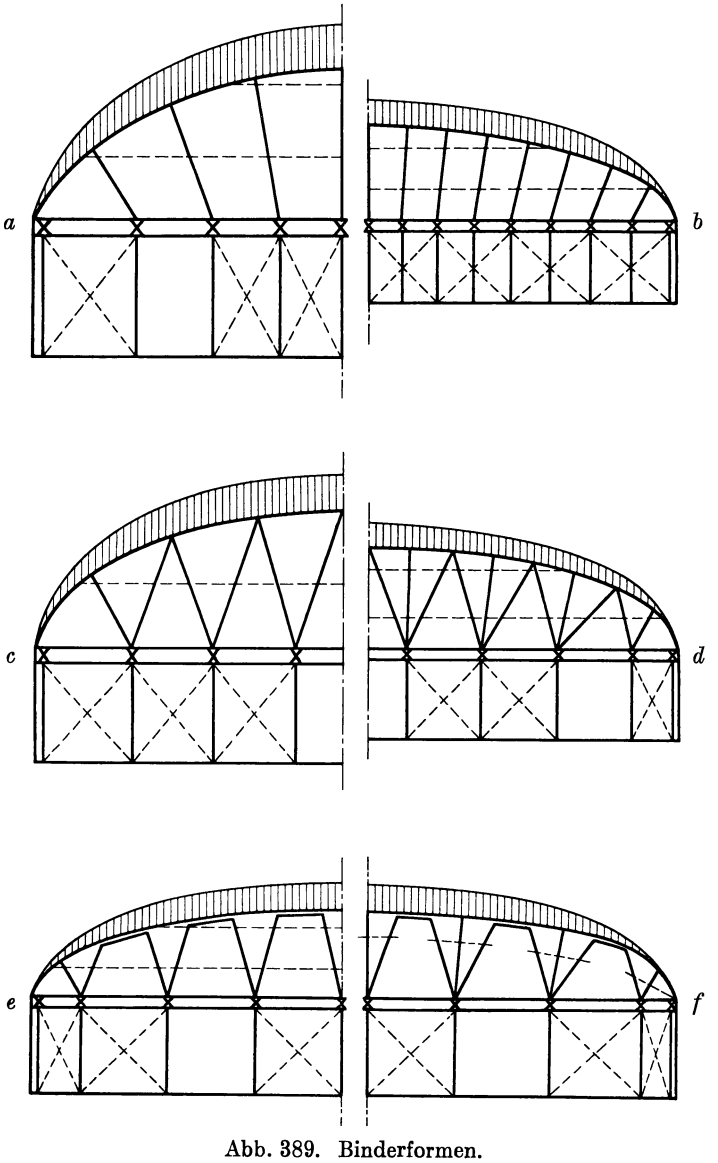


Abb. 389. Binderformen.

Verbieten wirtschaftliche oder verkehrstechnische Gründe den Ausbau des Untergerüstes mit zahlreichen Stützen, so sind die Streben zunächst durch einfache Sprengwerke zu ersetzen (Abb. 389c). Der nächste Schritt ist die Kombination von Streben- und Dreiecksprengwerk nach Abb. 389d. Das Anwendungsgebiet der Lösungen c/d hat seine Grenze in der vernünftigen Größe des Winkels α (Abb. 390). Mit ihm wachsen Länge, Spannkraft, Knickgefahr der Stäbe und Schwierigkeit der Knotenausbildung.

Durch den Übergang zum „Trapez- oder doppelten Sprengwerk“ (Abb. 389e) wird der Vorteil steilerer Strebenstellung wieder erreicht. Die Schwäche dieser Bauform ist die Verschieblichkeit des Systems, die zuverlässige Verhütung von Verdrehungen durch steife Knotenverbindung oder Zangen verlangt. Lösung f, die Kombination von Streben- und Trapezsprengwerk, wird der Lösung e, die mehr die lückenlose Folge der Möglichkeiten charakterisiert, wohl stets vorzuziehen sein.

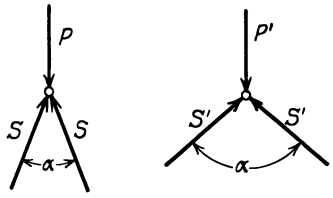


Abb. 390. Kraftzerlegung.

Diese Binderformen haben im Obergerüst in folgerichtiger Anpassung an statische Forderungen nur schrägliegende Hölzer. Schwierige Zimmermannsarbeit und reichlicher Verschnitt sind wirtschaftlich ungünstig. Das Bestreben rechtwinklige Verbindungen trotz statischer Verschlechterung zu bevorzugen, führt bei größerer Höhenentwicklung zum sog. „Ständerfachwerk“ (Abb. 391).

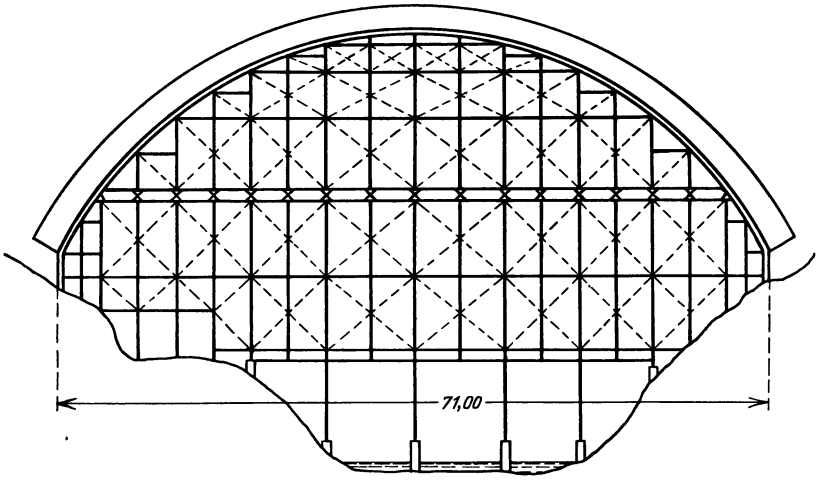


Abb. 391. Ständerfachwerk.

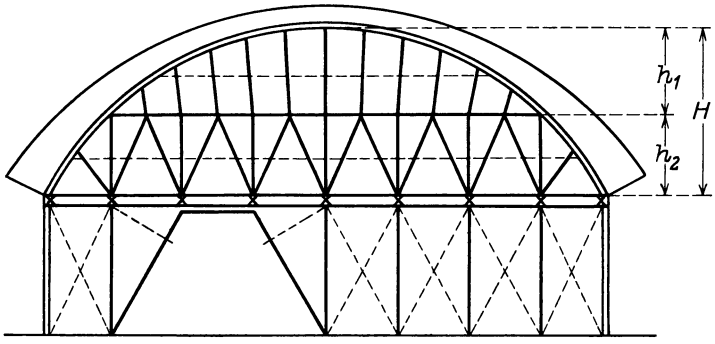


Abb. 392. Auflösung des Obergerüstes in mehrere Zonen.

Wird die Lösung der Abb. 392, die in zwei Höhenzonen h_1 und h_2 eine klare Kombination von Streben-, Dreiecksprengwerk und Ständerfachwerk zeigt, mit der vorhergehenden kritisch verglichen, so erscheint die Wahl der Lösung Abb. 391 nur bei großen wirtschaftlichen Vorteilen berechtigt.

Bei der Ausbildung der sog. „freitragenden“ Lehrgerüste kann nach Maßgabe der Abb. 393 die Dreiteilung in Obergerüst, Ausrüstungsfuge und Unter-

gerüst beibehalten und die Zahl der Fugenstützpunkte damit auf vier gebracht werden.

Die Zusammenführung aller Spannkräfte in nur zwei bewegliche Stützpunkte wird bei kleineren Spannweiten, d. h. geringer Zahl von Kranzknoten,

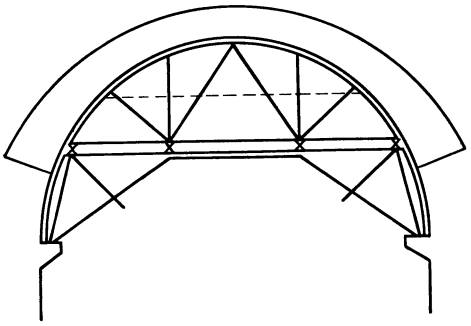


Abb. 393. Dreiteilung beim freitragenden Lehrgerüst.

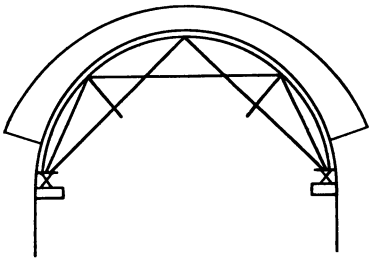


Abb. 394. Sprengwerkskonstruktion.

mit Hilfe einfacher Sprengwerkskonstruktionen nach Abb. 394 erfolgen. Mit steigender Zahl der Knotenpunkte nähert sich die polygonartige Strebenanordnung der Bogenform. Die Kosten für Verzimmerung und Verschnitt und die zu erwartenden Deformationen wachsen schnell (Abb. 395).

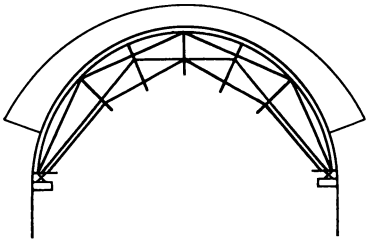


Abb. 395. Polygonartige Strebenanordnung.

Den letzten Schritt in dieser Entwicklungsreihe bedeutet die Ausführung klar gegliederter Bogenfachwerke, für die Abb. 396 ein Beispiel gibt.

III. Ausrüsten der Gewölbe. Der Zeitpunkt für den Beginn des Ausrüstens wird dadurch bestimmt, daß das Wölbmaterial den genügenden Erhärtungsgrad aufweist, um die Spannungen aus Eigengewicht mit der erforderlichen Sicherheit aufzunehmen. Die Angaben von 4 oder 6 Wochen Erhärtungsdauer treffen für normalen Zementmörtel und -beton wohl ungefähr das Richtige. Sie sind aber viel zu starr. Die Entscheidung muß von Fall zu Fall getroffen werden.

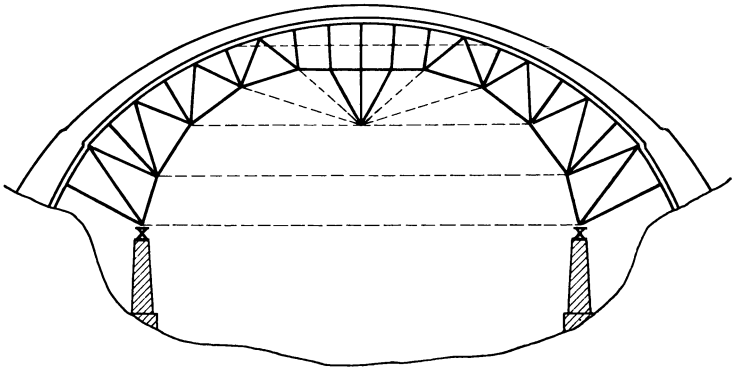


Abb. 396. Bogenfachwerk.

Bei Verwendung hochwertiger Zemente kann die Frist viel kürzer, bei ungünstigen Witterungsverhältnissen z. B. muß sie länger gewählt werden.

Wenn auch die Bewegung an und für sich ein Absenken darstellt, so können Korrekturen der Schalungsform auch ein örtliches Heben erforderlich machen.

a) Ausrüstungsvorrichtungen. Die einfachste, für geringere Lasten stets anzuwendende Vorrichtung ist der Doppelkeil aus Hartholz, mit 15 bis 20° Neigung. Er gestattet Heben und Senken. Die Grenze zuverlässigen Funktionierens wird zwischen den Beanspruchungen 10 und 20 kg/cm² liegen.

Den Vorteil der Möglichkeit zu senken und zu heben haben auch die „Setzschrauben" (Abb. 397). Außerdem läßt sich die Bewegungsgeschwindigkeit durch gesetzmäßiges Hebeldrehen scharf regeln, wodurch ein harmonisch dem Spannungsanwachs anzupassendes Ausrüsten gewährleistet werden kann.

Nur für das Senken verwendbar, aber bei sachgemäßer Behandlung zuverlässig arbeitend ist der sog.

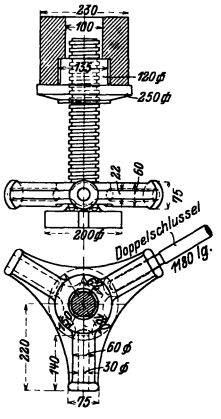


Abb. 397. Setzschraube.

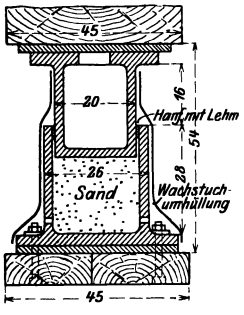


Abb. 398. Sandtopf.

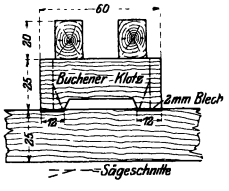


Abb. 399. Sägeschnittverfahren.

„Sandtopf" (Abb. 398). Da das regelmäßige stetige Ausfließen eines Sandstromes die Grundlage der Bewegung ist, so müssen alle hierfür erforderlichen Bedingungen besonders beachtet werden. Der Sand muß fein- und gleichkörnig und vollkommen trocken, Öffnen und Schließen der Austrittsdüsen muß leicht ausführbar und stets kontrollierbar sein.

Erwähnt sei noch das sog. „Sägeschnittverfahren", dessen Vorrichtung Abb. 399 zeigt[1]). Die Bewegung beruht auf der Zerdrückung der Lagerflächen, die infolge fortschreitender Verkleinerung durch Absägen außenliegender Teile bewirkt wird. Eine Regelung der Bewegungsgeschwindigkeit ist schwierig.

b) Ausrüstungsverfahren. Ein grundsätzlicher Unterschied besteht in der Methode des Ausrüstens von eingespannten und von Gelenkbögen.

Stetige Überleitung aus dem nahezu spannungslosen in den Spannungszustand infolge Eigengewicht ist die zu lösende Aufgabe. Dabei ist vor allem zu vermeiden, daß infolge vorübergehender Unterstützungsveränderung womöglich Zugspannungen an Querschnittsstellen entstehen, die zur Aufnahme von Zug nicht geeignet sind.

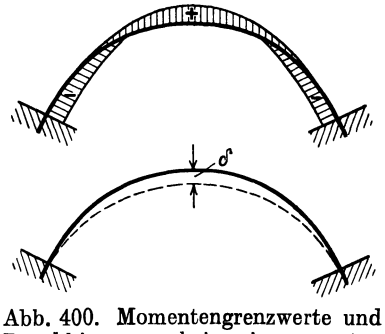


Abb. 400. Momentengrenzwerte und Durchbiegungen beim eingespannten Bogen.

Beim eingespannten Gewölbe, dessen Momenten- und Formänderungslinien in Abb. 400 schematisch dargestellt sind, muß das Tempo des Ausrüstens in Anlehnung an die Größen der Senkungen vom Scheitel nach den Kämpfern zu ermäßigt werden. In der Querrichtung gilt das gleiche von Brückenmitte aus, wenn auch in abgeschwächtem Maße, da die Randstreifen in ihrer Formänderungsfähigkeit weniger behindert sind als der Mittelstreifen.

Die Angaben, daß beim Dreigelenkbogen von der Mitte der Schenkel aus

[1]) Siehe Z. öst. Ing.-V. 1908, S. 174.

mit der Ausrüstung zu beginnen sei, entsprechen nicht der Forderung stetigen Spannungszuwachses. Durch das Hochhalten des Scheitelgelenkes tritt hier eine senkrechte Stützkraft auf, die das System statisch unbestimmt macht (Abb. 401). Die allmähliche Bildung der Bogenkraft im Scheitel wird durch die Behinderung der natürlichen Deformation gestört. Interessante Erörterungen über diesen Fall sind anläßlich des Einsturzes einer Straßenbrücke in Flensburg am 28.11.23 (Dreigelenkbogenbrücke in unbewehrtem Beton) und der dadurch veranlaßten Behandlung der Ausrüstungsfrage für Dreigelenkbogen auf der Tagung des deutschen Betonvereins 1925 hervorgerufen worden[1]).

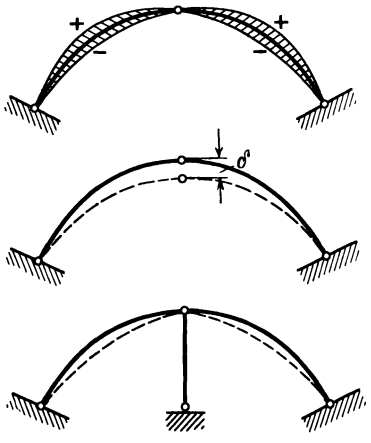


Abb. 401. Momentengrenzwerte und Durchbiegungen beim Dreigelenkbogen.

Zur Erzielung eines stetigen Spannungszuwachses muß beim Dreigelenkbogen der Scheitel in angemessener Weise an der Senkung von vornherein beteiligt werden.

B. Lehr- und Schalgerüste für Balkenbrücken.

Bei massiven Balkenbrücken, die nur in Eisenbeton ausgeführt werden können, ist der Grad der Gefährdung des Bauwerks beim Ausrüsten sehr viel geringer als bei gewölbten Brücken.

Durchbiegungen, wie sie beim Lastübergang von Null in g entstehen, muß der Balken beim Wechsel von g und $(g + p)$ fortwährend ertragen. Die Formänderungen der Bögen sind in erster Linie Funktionen der Längskräfte, die Momenteneinflüsse sind relativ gering. Die Durchbiegungen der Balken als Funktionen der großen Biegungsmomente sind dagegen beträchtlich. Der Balken ist daher dem Ausrüstungsvorgang gegenüber viel weniger empfindlich. Hinzu kommt, daß die gekrümmte Unterfläche des Gewölbes schwerer einwandfrei herzustellen ist als die gerade Untersicht der Balkenbrücken, die bei größeren Ausführungen stets durch Rippen und Querriegel unterteilt ist.

Die erforderliche Überhöhung des Balkenlehrgerüstes ist mit großer Annäherung rechnerisch feststellbar. Durch das Fortschreiten der Ausrüstung nach Maßgabe der Größe der Durchbiegungen läßt sich mit dem Anwachsen der ungestützten Balkenlänge von der Mitte aus allmählich der Spannungszustand in der gewünschten Weise verstärken.

Die Ausrüstungsfuge kann z. T. dicht unter der Schalung liegen und die Ausrüstungs-Vorrichtungen können einfach sein. Die plattenförmigen Teile, die sekundären Tragglieder und die Seitenwände der Balken werden vor der Ausrüstung der Hauptträger entschalt.

Alle diese Momente kommen zusammen, um die Lehrgerüstfrage zu vereinfachen. Die meist aufgelösten Querschnittsformen der Balkenbrücken erfordern aber umfangreiche Zimmermannsarbeiten für die Herstellung der Schalung. Ersparnisse an Schalungskosten sind daher für die Wirtschaftlichkeit des Baues nicht ohne Bedeutung. Die vielen Versuche mehr oder weniger verwickelter Art, vor allem durch Steigerung der Wiederverwendungsfähigkeit des Schalmaterials Vorteile zu erzielen, können hier nicht erörtert werden. Der Erfolg ist von zu vielen Faktoren abhängig. Einige Skizzen, die allgemeingültige Grundsätze zeigen, mögen das Wesentliche veranschaulichen.

[1]) Vgl. die Aufsätze in Beton Eisen 1925: Colberg, O.: „Zur Frage der Ausrüstung von Dreigelenkbogenbrücken", S. 140—144; Mörsch, E.: desgl., S. 144—145; Kersten, C.: desgl., S. 145—146; Fritsche, J.: desgl., S. 247—249 usw.

Zu unterscheiden ist zwischen der Einschalung wagerechter und senkrechter Bauglieder. In Abb. 402 ist rein schematisch die Anordnung eines wagerechten Schalgerüstes veranschaulicht. Die Schalbretter umgrenzen die Querschnittsform. Wichtig ist, daß die Seitenschalung eines Balkens entfernt werden kann, ohne die Brettunterlage, die fast immer länger liegen bleibt, in ihrer Ruhelage zu beeinflussen. Links von der Achse ist der Fall engerer Rippenteilung dargestellt, bei dem für die Stützung der Plattenschalung zwei Stempel genügen, die die Ausrüstungskeile tragen. Der Balken selbst ist von einem Paar von Gerüststielen gestützt (Abb. 402 a), deren Absenkung am besten durch Fußkeile ermöglicht wird. Die rechts von der Achse dargestellte schematische Gerüstform *b* kann gewählt werden, wenn die Rippenteilung weit ist, so daß die Plattenschalung noch einer Mittelstütze bedarf. Ihre Rahmhölzer können am Ende auf der Seitenschalung des Balkens gelagert werden. Der Balkenquerschnitt ist nur mittelbar unterstützt. Da die gemeinsame Betonierung von Balken und Platte selbstverständlich ist, so wird bei einer

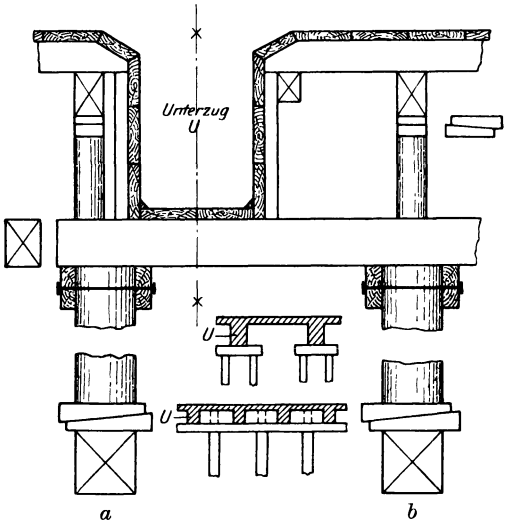


Abb. 402. Balkenschalung.

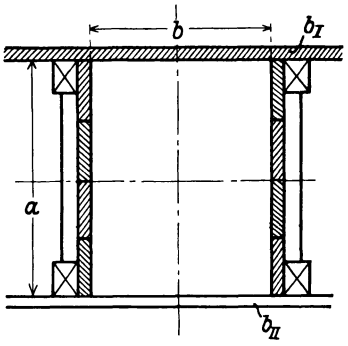


Abb. 403. Säulenschalung.

früheren Entschalung von Platte und Balkenseite die Unterstützung des Hauptträgers selbst nicht starr, sondern in gewissem Grade elastisch sein. Hierin ist kein Nachteil zu sehen, wie etwa bei der Unterstützung von Wölbkonstruktionen. Die Erhärtung des Betons ist im Zeitpunkte einer zulässigen Entschalung der Platte so weit fortgeschritten, daß eine geringe Spannungsentwicklung im Hauptträger nicht nur unschädlich, sondern zweckmäßig sein dürfte. Sie wird sich in sehr niedrigen Grenzen halten, da sie eine Funktion der elastischen Durchbiegung des Lehrgerüstquerriegels ist.

Für die Einschalung senkrechter Bauglieder ist entscheidend, ob die Ausführung in Stampfbeton erfolgt, also eine staffelartig zu ermöglichende Zugänglichkeit des Schalungsinhaltes erfordert. Wird die Masse in Form von Gußbeton eingebracht, so kann das ganze Bauglied fertig geschalt werden. Am Fuß ist zweckmäßig eine Öffnung frei zu halten, um Gegenstände, die im Baubetriebe leicht in den Hohlraum hineinfallen, beseitigen zu können.

Der wirtschaftliche Grundgedanke ist Vermeiden von unnützem Verschnitt und Verwendungsmöglichkeit für Reststücke.

Abb. 403 deutet in schematischer Weise an, wie bei stützenartigem Querschnitt diesem Gedanken Rechnung getragen werden kann.

Die Seiten *a* werden aus senkrecht stehenden Brettern mit Querriegeln und Kanthölzern auf Maß zugerichtet. Die Seiten *b* werden mit beliebig

langen Brettstücken geschlossen. Bei Ausführung von Stampfbeton wird b_{II} mit dem Fortschritt der Betonierung allmählich hochgeführt, während die Seite b_I von vornherein fertig montiert ist. Für größere Querschnitte genügen diese einfachen Vorrichtungen nicht, die Schalung muß gegen Verbiegen und Ausweichen der Anschlüsse gesichert werden. Die Beschreibung jeder weiteren Einzelheit würde in das Gebiet der Technik des Zimmermannshandwerkes gehören.

Literatur betr. Lehrgerüste.

A. Bücher.

Gaber, E.: Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. 3 Beispiele. Berlin: Julius Springer, 1914. (Doktor-Dissertation.)

Kirchner, H.: Rüstungsbau. Berlin: W. Ernst u. Sohn, 1924.

Schönhöfer, R.: Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1911.

B. Zeitschriften-Aufsätze.

Armierter Beton 1910, S. 1—16, 49—67, 113—125: Schürch, H.: Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant.

Armierter Beton 1912, S. 85—91 u. 142—151: Rudeloff, M., u. Panzerbieter, O.: Beobachtungen beim Ausrüsten einer Eisenbetonbogenbrücke mit drei Gelenken.

Armierter Beton 1915, S. 149—156, 173—180, 197—211, 229—238, 266—278 und 285—296: Schürch, H.: Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur—Arosa.

Armierter Beton 1918, S. 21—27 u. 41—48: Muy, O.: Ausgeführte Lehrgerüstkonstruktionen für Bogen- und Balkenbrücken.

Beton Eisen 1911, S. 304—306 u. 316—318: Gesteschi, Th.: Die Brücke der „Wiedergeburt" über den Tiber in Rom (100 m Spannweite).

Beton Eisen 1911, S. 387—391: Nowak, A.: Eisernes Lehrgerüst des Hauptbogens der Rocky River-Brücke in Cleveland, Ohio.

Beton Eisen 1913, S. 192/193: Schick, E.: Hängende Lehrgerüste.

Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 350—352, 354—355: Gaber: Eine Straßenüberführung aus Eisenbeton über die badische Hauptbahn im Bahnhof Friedrichsfeld.

Eisenbau 1910, S. 419—436: Ackermann, F.: Die Montierung der Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburgbahn.

III. Ingenieurhochbauten.

Die Bezeichnungen Hoch- und Tiefbau haben sich leider im täglichen Leben stark für die Berufsgebiete der „Baukünstler" und „Bauingenieure" eingebürgert. Das Wort Hochbau trifft wenigstens noch ungefähr das Richtige. Die Benennung Tiefbau stammt aber aus einer Zeit, in der das Bauingenieurwesen aus Mangel an wissenschaftlicher Vertiefung und hochwertigem Baustoff allerdings noch auf einem gewissen Tiefstand war. Die Überschrift dieses Abschnittes weist nun darauf hin, daß es sich um Bauwerke handelt, die einer gemeinsamen Bearbeitung durch den Ingenieur und den Architekten bedürfen. Die in den vorhergehenden Abschnitten erörterten Entwürfe von Stützmauern und Brücken werden sicherlich auch durch die erwähnte Zusammenarbeit an Wert gewinnen. Hier dreht es sich aber lediglich um die äußere Ansicht der Bauwerke, bei denen eine künstlerische Behandlung der Massengruppierung, der Flächenteilung, der Färbung und schließlich der Schmuckmotive erwünscht ist. Im Ingenieurhochbau tritt die Mitarbeit des Architekten viel stärker in den Vordergrund, da diese Bauwerke entweder selbst Gebäude sind, bei denen die Raumgestaltung eine führende Rolle spielt, oder aber mit ihren ins Auge fallenden Silhouetten das Gesamtbild einer Gebäudegruppe stark beeinflussen.

Die Eigenart des Ingenieurhochbaues ist darin zu sehen, daß die Schwierigkeit der statisch-theoretischen Kräfteermittlung und der technisch-praktischen Durchbildung die Beherrschung von Rechen- und Ausführungsmethoden verlangt, die dem Baukünstler naturgemäß nicht zur Verfügung steht.

Hinsichtlich der Darstellung sei bemerkt, daß zunächst in einer Übersicht die Gesamtanordnung der in Frage kommenden Bauwerke beschrieben wird. Im nächsten Abschnitt werden die statischen Grundlagen und die bauliche Ausbildung der für den Ingenieurhochbau charakteristischen Bauformen behandelt.

a) Einteilung und Gesamtanordnung der Bauwerke.

Die Bauaufgaben des „Hochbaues“ sind sehr vielgestaltig und lassen sich schwer in eine sachlich aufgebaute Disposition eingliedern. Die gewählte Einteilung in „Gebäude und Gebäudeteile“ und „Behälterbauten“ gibt aber einen ungefähr zutreffenden Rahmen für die zu besprechenden Bauwerke. Ungewöhnlichere Bauformen sind im Abschnitt IV beschrieben.

1. Gebäude und Gebäudeteile.

A. Stockwerksgebäude.

Ein auf rechteckigem Grundriß errichtetes Gebäude für geschäftliche oder industrielle Zwecke ist in Abb. 404 schematisch dargestellt. Es hat in der Längsrichtung eine Achsenteilung $n \cdot \lambda$, eine Anzahl Stockwerke und im Quer-

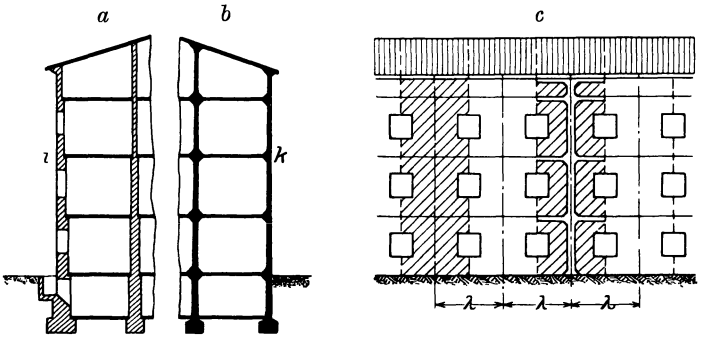


Abb. 404. Stockwerksgebäude.

schnitt mehrere Zwischenwände oder Stützreihen. Die Bauausführung kann, wenn sie in allen Teilen massiv sein soll, von zwei Grenzfällen ausgehen.

I. Die Wände bestehen aus Mauerwerk, auf dem die Geschoßdecken aufruhen, deren Hauptunterzüge Träger auf mehreren Stützen sind. Die Zwischenwände können durch Stützen ersetzt sein. (Abb. 404a).

II. Das Traggerippe besteht aus Eisenbetonrahmen. Die Riegel sind die Deckenunterzüge; die Endpfosten liegen in den fachwerkmäßig auszufüllenden Wänden (Abb. 404b). Abb. 405 zeigt die Ausbildung der Knoten i und k in Abb. 404.

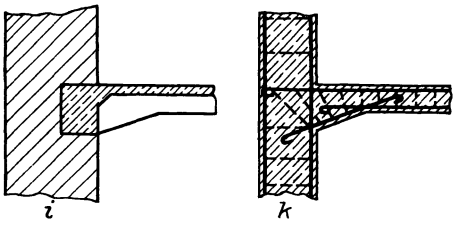


Abb. 405. Knotenpunkte.

Die typischen Bauformen, aus denen sich das Gebäude zusammensetzt, sind Wände, Decken und Dächer, Stützen, Rahmen, Treppen und Fundamente. Abb. 406, S. 406 zeigt einen Blick in das Trägergerippe eines Stockwerkgebäudes.

B. Geschlossene Hallen und Schuppen.

Die gewählte zusammenfassende Benennung kennzeichnet eingeschossige Gebäude, deren Fußboden zu ebener Erde oder doch nur wenig darüber liegt.

Ungehinderter Verkehr mit Fahrzeugen und Betriebsmitteln und die glatte Zu- und Abfuhrmöglichkeit von Rohstoffen und Fabrikaten verlangt die Lage zu ebener Erde. Hierhin gehören dem Zwecke nach als

Industrielle Anlagen: Werkstatts- und Fabrikhallen,
Verkehrsanlagen: Bahnhofshallen,
Betriebsanlagen: Wagen- und Lokomotivschuppen.

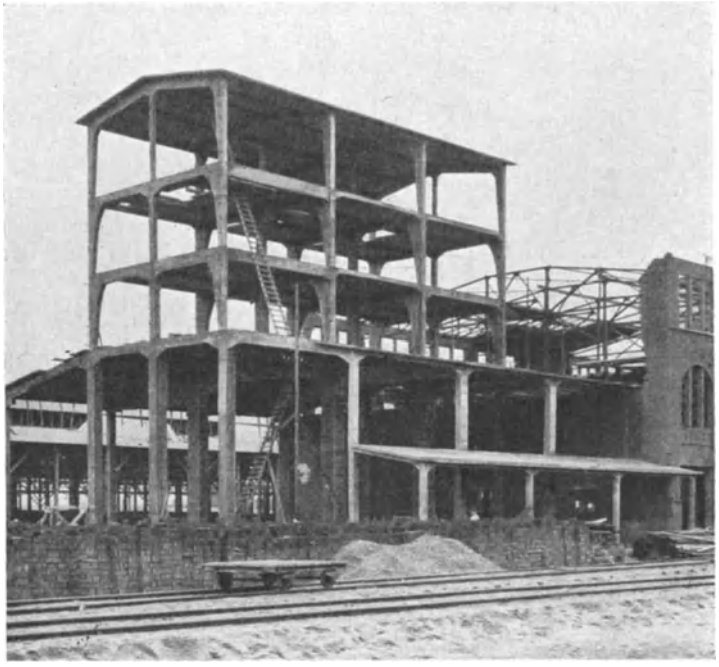


Abb. 406. Stockwerkrahmen.

Erhöhte Fußböden zur Erleichterung des Ladegeschäftes erhalten: Güter- und Umladeschuppen sowie Magazingebäude für Gegenstände, die nicht gehoben werden sollen.

Die Grundrißform ist in den weitaus zahlreichsten Fällen das Rechteck, (Abb. 407a), bei größeren Anlagen eine Rechteckgruppe (Abb. 407b). Eine Sonderform weist der Grundriß der ringförmigen Lokomotivschuppen auf (Abb. 407c). Im Querschnitt kann eine Einteilung nach der Zahl der Schiffe erfolgen, die je nach Raumbedarf, Lichtzufuhr, Wirtschaftlichkeit der Spannweiten der Kräne und Binder wechseln wird. (Abb. 408.)

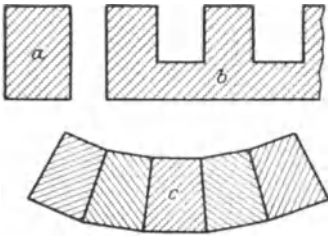


Abb. 407. Grundrisse.

Eine weitere Unterteilung der ein- oder mehrschiffigen Hallen und Schuppen kann dann nach der Bauart der Binder aufgestellt werden. Die Bauprogramme sind so außerordentlich verschieden, daß jeder Versuch einer weitergehenden Schematisierung zwecklos ist. In diesem Stadium wird die Entwurfsgestaltung ganz individuell.

Die Außenwände können aus Mauerwerk oder als Fachwerk zwischen Binderstielen hergestellt werden.

Als typische Bauformen kommen vor: Wände, Decken und Dächer, Stützen, Rahmen und Fundamente. Zu den bei den Stockwerksgebäuden genannten Bauformen ist keine neue hinzugekommen. Zur Veranschaulichung der schematischen Übersicht mögen die Abbildungen 409, 410 und 411 dienen.

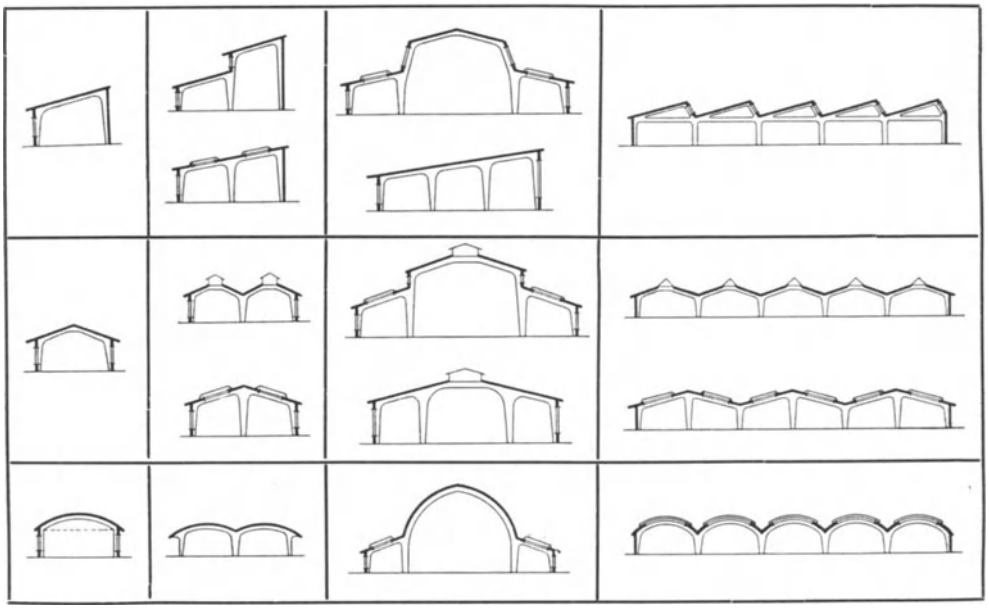


Abb. 408. Binderformen.

C. Offene Hallen.

Wegen des geringen Schutzes gegen Wind und Wetter können offene Hallen nur für vorübergehenden Aufenthalt von Personen oder zeitweise Lagerung von Gegenständen benutzt werden. Die häufigste Anwendung finden sie im Eisenbahnverkehr zur Überdachung von Bahnsteigen oder Verbindungswegen. Auch die sog. Wandelhallen in Badeorten gehören in dies Gebiet. Überdachungen von Rohstofflagern, die nur gegen Regen zu schützen sind, würden nach den gleichen Grundsätzen zu bauen sein.

Abb. 409. Werkstatthalle.

Bei schmalen Bahnsteigen muß aus Verkehrsrücksichten das einstielige System (Abb. 412a) zur Ausführung kommen, das bei großen Breiten durch die zweistielige Bauart (Abb. 412b) ersetzt wird. Abb. 412c gibt eine Lösung, bei der die beiden Stiele in den Mitten zweier benachbarter schmaler Bahnsteige angeordnet sind.

Ausgeführte Beispiele der Lösungen a und c sind in den Abb. 413 und 414 veranschaulicht.

Die vorkommenden typischen Bauformen sind Decken, Stützen,

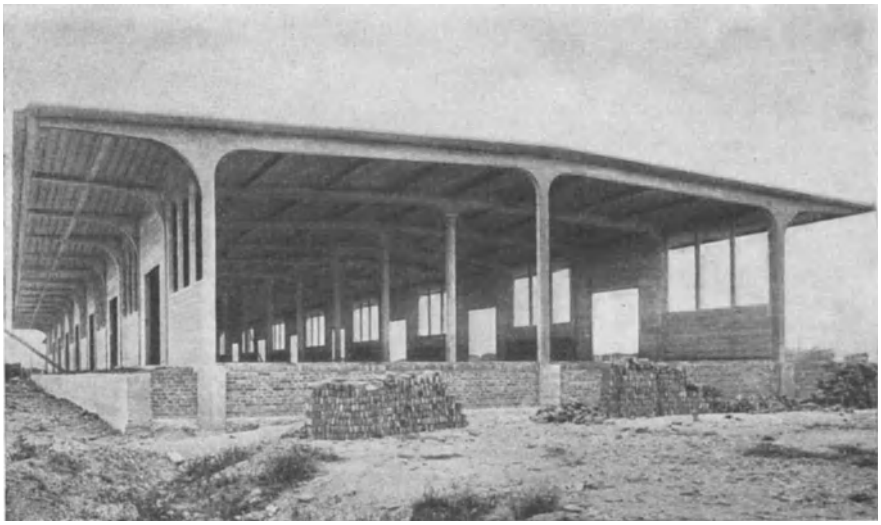


Abb. 410. Güterschuppen.

Abb. 411. Umladehalle.

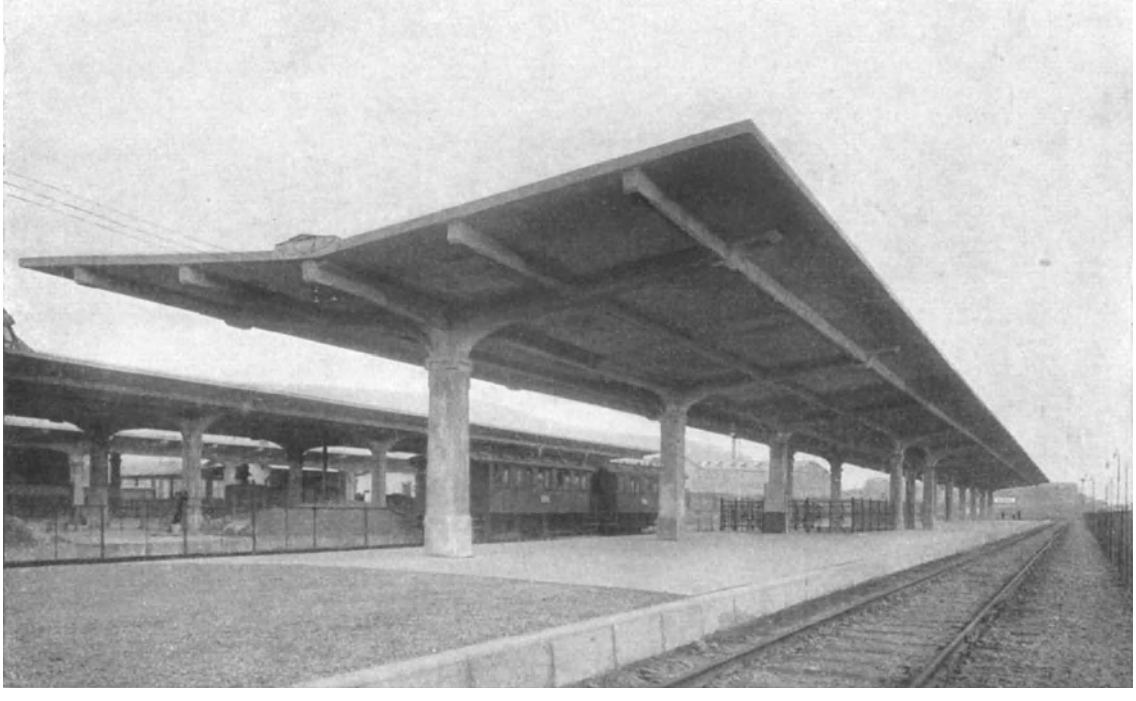


Abb. 413. Einstielige Bahnsteighalle.

Abb. 414. Zweistielige Bahnsteighalle.

Rahmen und Fundamente, die als wesentliche Bauelemente auch den Bauwerken zu A und B angehören.

D. Kuppeln.

Die Kuppel ist ein Gebäudeteil, der seine Eingliederung in den Ingenieurhochbau wohl in erster Linie der Schwierigkeit des statischen Spannungsnachweises verdankt. Die Aufteilung in parallele Bauwerksachsen, die die Annahme der Kraftverteilung in einer Ebene gestattet, ist nicht möglich. Die statische Untersuchung hat ein räumliches System zu behandeln.

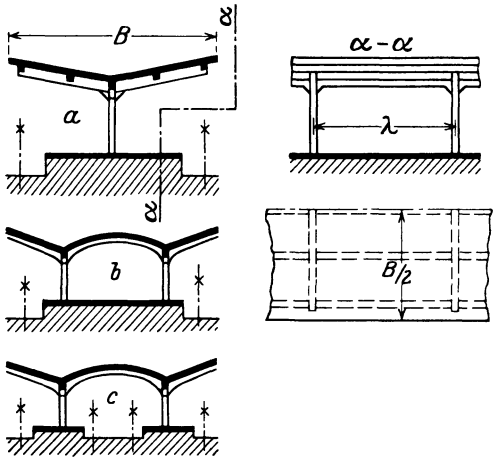


Abb. 412. Bahnsteig-Hallentypen.

Mit dem Eintreten des Eisenbetons in die Reihe der massiven Baustoffe konnte der Kuppelbau infolge der plastischen Bildsamkeit des Betons und seiner Fähigkeit, sich allen Beanspruchungen durch entsprechende Bewehrung anzupassen, die starren Bahnen des alten Massivbaues verlassen und sich technischen und architektonischen Forderungen besser einfügen. Die natürlichste Lösung, die glatte Eisenbetonplatte räumlicher Krümmung (Abb. 415), die infolge ihrer ringförmigen Bewehrung auf ihre Unterstützung einen Horizontalschub nicht mehr ausübt, hat seitdem namentlich zur Überdeckung kleinerer Spannweiten vielfache Anwendung gefunden. Eine andere Lösung der Eisenbewehrung unter Zugrundelegung eines Dreiecksnetzes zeigt Abb. 67 auf S. 117. Bei der Bewältigung größerer Spannweiten führten statische Erwägungen, Fragen der Ausführung und vor allem der Einfluß des mit der Spannweite

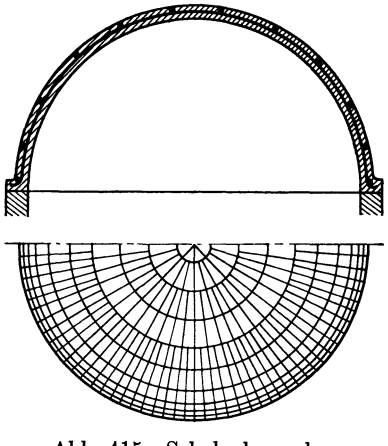


Abb. 415. Schalenkuppel.

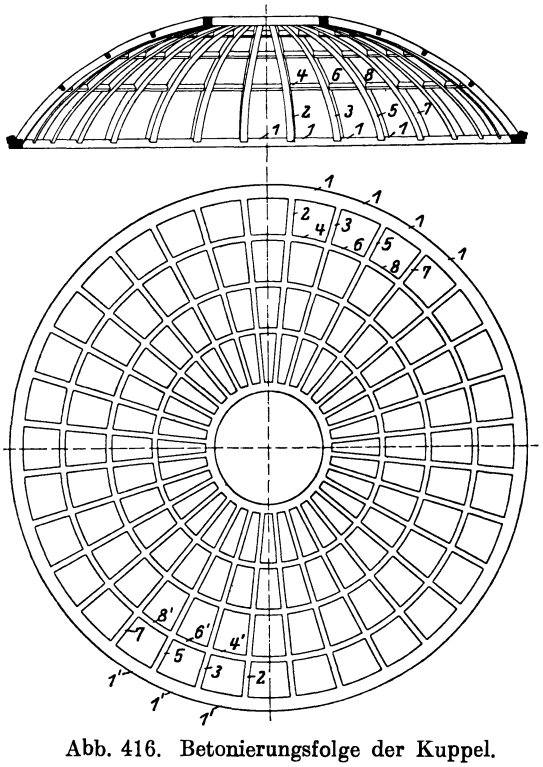


Abb. 416. Betonierungsfolge der Kuppel.

stark wachsenden Eigengewichtes zur aufgelösten Bauweise der Rippenkuppel. (Abb. 416). Ein Kopfring, ein Fußring und gegebenenfalls noch ein oder mehrere Zwischenringe bilden zusammen mit den radial verlaufenden Rippen ein räumliches Netzwerk von Trägern, auf das sich die Platte abstützt.

An typischen Bauformen ist zu den schon vorher erwähnten etwas wesentlich Neues nicht hinzugekommen.

2. Behälterbauten.

Der Zweck jedes Behälterbaues ist das ununterbrochene oder periodische Füllen, Lagern und Abgeben des Füllgutes. Hierzu sind grundsätzlich drei bauliche Maßnahmen zu treffen.

Herstellung des Behältergefäßes.

Lagerung und Stützung des Behälters in einer Höhe, die das fast ausnahmslos geforderte selbsttätige Abgeben des Füllgutes gewährleistet.

Schutz des Behälterinhaltes und der Einfüllvorrichtungen vor Witterungseinfluß.

Die beiden letzten Maßnahmen können in Sonderfällen mehr oder weniger wichtig oder zum Teil entbehrlich werden. Bei den massiven Behältern ist besondere Sorgfalt auf die Erzielung von Dichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen schädliche chemische Einwirkung des Füllgutes zu verwenden. Für die Form des Behältergefäßes ist das wirtschaftlich beste Verhältnis der Wandhöhe h zu den Abmessungen d des Bodens durch den Ausgleich folgender Gesetzmäßigkeiten zu ermitteln. h wächst umgekehrt proportional zu d^2 (Abb. 417). Der seitliche Druck auf die Wand steigert sich dagegen proportional zu h^2 bei flüssigem Inhalt. Bei nicht flüssigem Füllgut wird diese Steigerung gemäßigt durch die umgekehrt proportionale Abhängigkeit des Wanddruckes von dem Wert $\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$, der stets < 1 ist. Der Boden-druck wächst dagegen nur linear mit h. Von erheblichem wirtschaftlichen Einfluß ist ferner die Grundrißform des Behälters, für die der Kreis die statisch günstigste Lösung ist, die andererseits für die technische Ausführung leicht wirtschaftlich ungünstig ausfällt. Dieses Moment fällt noch stärker ins Gewicht, wenn statisch folgerichtig Wand und Boden in eine räumlich gekrümmte Fläche, z. B. eine Kugelfläche, zusammengezogen werden.

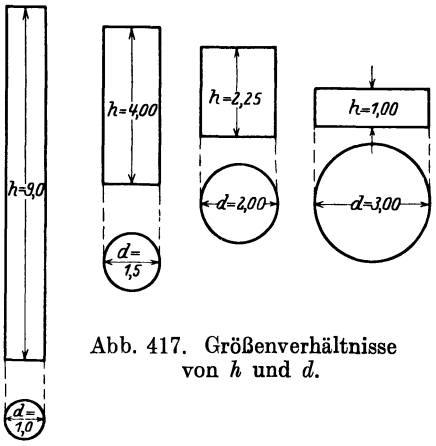


Abb. 417. Größenverhältnisse von h und d.

Die einwandfreie Lösung dieses Problems, die überaus schwierig sein dürfte, wird durch die beschränkenden Vorschriften des Bauprogramms stets sehr erleichtert. Zunächst mögen die Flüssigkeitsbehälter behandelt werden.

A. Flüssigkeitsbehälter.

I. Entwurfsgrundlagen. Um einen Überblick über die Baumöglichkeiten von Flüssigkeitsbehältern zu gewinnen, ist zunächst eine Teilung nach der Lage des Abflußortes zum Gelände erforderlich. Ist die erforderliche Höhe in der Bodengestaltung vorhanden, so erhält das Gefäß unmittelbare Gründung auf gutem Baugrund. Die Stützung und ihr Einfluß auf die Gestalt des Gefäßes kommt in Fortfall. Muß dagegen die erforderliche Höhe durch

künstliche Unterstützung erreicht werden, so tritt eine gegenseitige Beeinflussung von Behälter- und Stützgerüstform auf. Abb. 418 deutet die Gegensätze an.

Um die Anschaulichkeit der systematischen Darstellung in dem Rahmen, den der Zweck dieses Buches gestattet, dem Leser, der schnell über weitere Einzelheiten unterrichtet sein will, möglichst zu erleichtern, sind die schematischen Skizzen nach der Sammlung von Beispielen in dem Löserschen Beitrag im Handbuch für Eisenbeton, III. Aufl. 1923, Bd. V, bearbeitet.

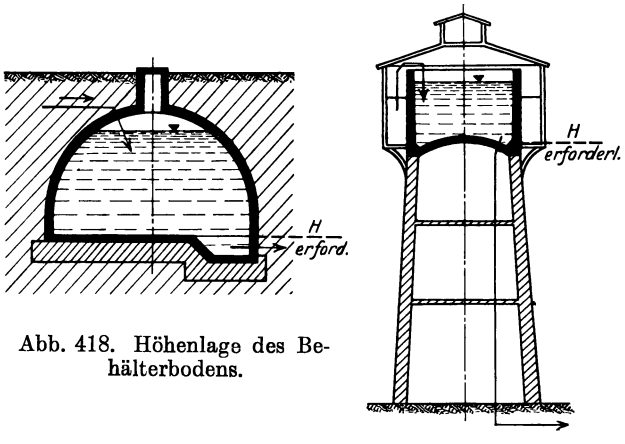


Abb. 418. Höhenlage des Behälterbodens.

a) Behältersohle im Gelände. Die Grundrißform der Behälter kann sich völlig der Bodengestaltung anpassen, wenn es sich um Ausführung von Weihern oder Sammelbecken handelt. Die letzte Auswertung dieses Gedankens ist der Talsperrenbau, der nicht mehr in den hier darzustellenden Aufgabenkreis gehört. Grundsätzlich wird das Bestreben vorliegen, dem Behälter einen kreisförmigen Grundriß zu geben. Der Mehraufwand an Wandstärke bei geradlinig begrenzten Grundrissen kann aber wirtschaftlich durch die Vereinfachung der Bauausführung begründet sein. Daher sind beide Formen bauwürdig.

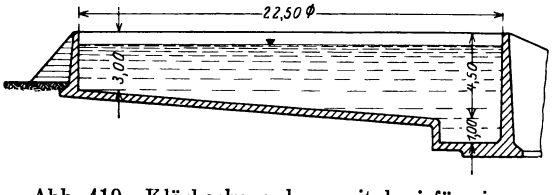


Abb. 419. Klärbeckenanlage mit kreisförmigem Grundriß.

Solange Abdeckung und Wärmeschutz des Behälterinhaltes entbehrt werden können, z. B. bei Klärbecken, bestimmten Filterarten usw., ist die Sohle nur wenig beansprucht und erhält Plattenform; die Wände sind dem Flüssigkeitsdruck entsprechend zu gestalten. Abb. 419 gibt ein Beispiel für eine Klärbeckenanlage mit kreisförmigem Grundriß. Soll der Füllstoff geschützt werden, so muß die Decke gestützt und die Sohle zur Aufnahme der Stützdrücke geeignet gemacht werden. Die Ausführung des in Abb. 420 dargestellten Zwillingsbehälters überträgt die Deckenlast durch ein Tonnengewölbe auf den Rand des Rechteckgrundrisses, der widerlagerartig verstärkt ist.

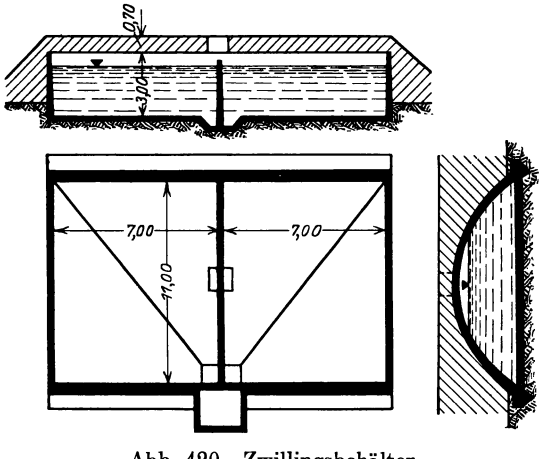


Abb. 420. Zwillingsbehälter.

Die Aufteilung des Rechteckes in zahlreiche parallel angeordnete und wagerecht abgedeckte Kammern zeigt Abb. 421. Im Gegensatz dazu ist der

kreisförmige Behälter der Abb. 422 mit einer gewölbten Decke versehen, die im Inneren durch einen konzentrischen Stützenring getragen wird. Da auch die Sohle Wölbform erhalten hat, ist die Ausnutzung des Vorteils dieses statischen Systems folgerichtig auf das ganze Bauwerk ausgedehnt.

b) Behältersohle über Gelände. Die Art der Stützung des Behälters muß von der Gefäßform aus entwickelt werden. Auch hier steht der statisch günstigeren Zylinderform das technisch einfacher herzustellende Parallelepiped gegenüber. Da die überwiegende Mehrzahl der Bauausführungen kreisförmigen Grundriß aufweist, soll von dieser Gefäßform ausgegangen werden.

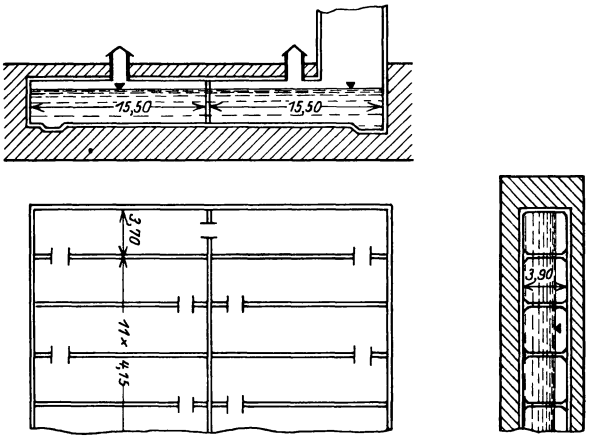


Abb. 421. Rechteckiges Reinwasserbecken.

Ein grundsätzlicher Unterschied der Stützung beruht darin, ob der Stützring den Zylinderdurchmesser l erhält (Abb. 423, S. 414, obere Reihe), oder ob er auf das Maß l' (Abb. 423, untere Reihe) zusammengezogen wird. Hängende Böden nach Abb. 423 III und IV sind für die massive Bauart wegen der auftretenden Zugspannungen gegenüber der Bodenplatte I und dem Wölbboden II weniger geeignet. Sie werden selten ausgeführt. In den Behälterwänden ist Zugbeanspruchung nicht zu vermeiden. Die Verringerung der Spannweite des Stützringes l' kann erreicht werden durch Auskragen des Bodens (V) oder durch Zusammenziehen des unteren Zylinderteiles in Form eines Kalotten-Abschnittes (VII u. VIII) oder eines Kegel-Abschnittes (VI u. IX). Der verkleinerte Boden erhält Plattenform (VI und VII) oder Wölbform (VIII und IX).

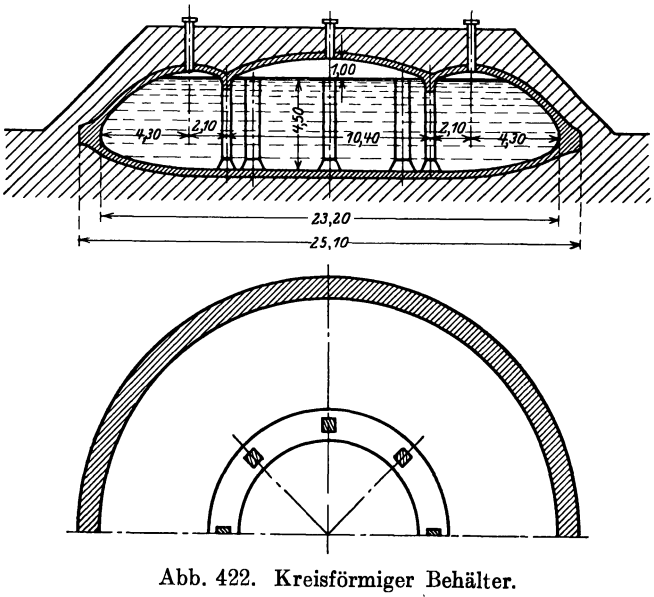


Abb. 422. Kreisförmiger Behälter.

Für die technische Ausführung der Stützung sind neben rein wirtschaftlichen Momenten die künstlerischen Anforderungen von wesentlicher Bedeutung. Daneben wird die äußere Form beeinflußt durch die Wichtigkeit, die dem Schutze des Behälters beizumessen ist, und die Nebenaufgaben, die die turmartigen Bauten als Aussichtspunkte oder Wahrzeichen ethischen Charakters zu erfüllen haben.

Dem Architekten stehen zur Verfügung:

die volle Mauerwerkswand,

Einzelstützen mit nur raumabschließender Zwischenfüllung oder durchbrochene Stützengerüste.

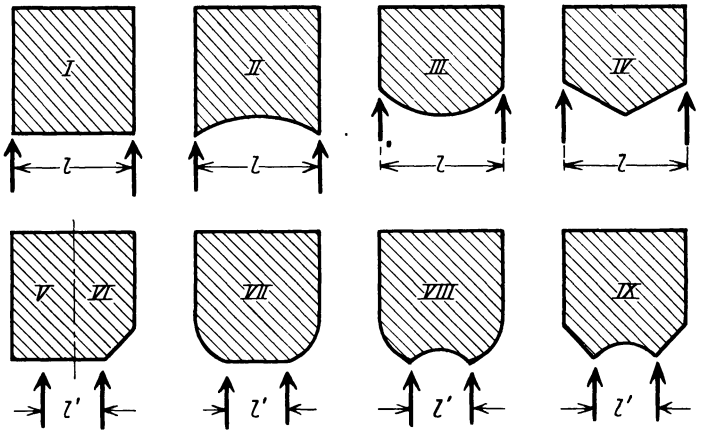


Abb. 423. Grundformen der Wasserturmbehälter.

Für das Gesamtprofil des Bauwerks hat er dann noch die Wahl zwischen einer geschlossenen Linienführung, die dem Konstruktionsgedanken der oberen Skizzenreihe der Abb. 423 entspricht, und der Ausladung des Gebäudekopfes nach Maßgabe der unteren Skizzenreihe.

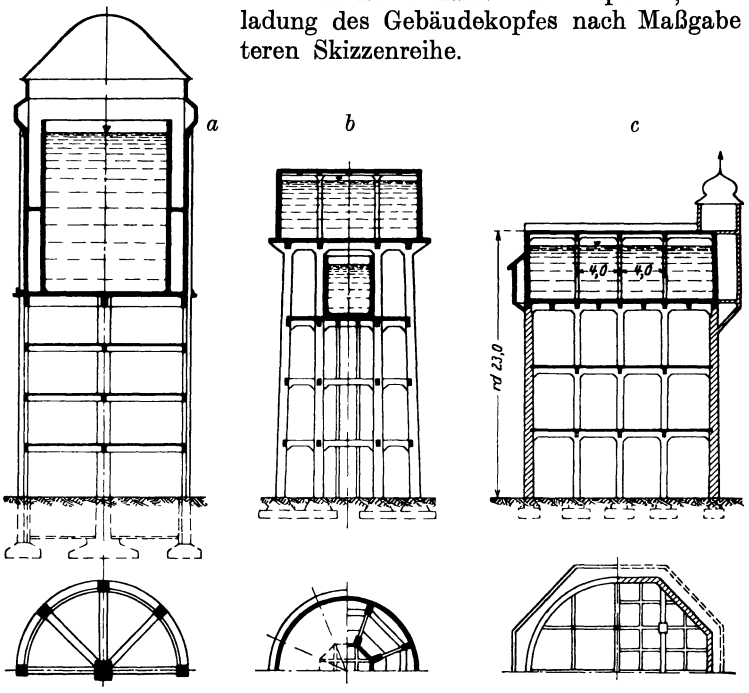


Abb. 424. Behälter mit wagerechter Bodenplatte.

Die Notwendigkeit eines isolierenden Luftraumes oder die Zweckmäßigkeit eines um den Behälter umlaufenden Ganges kann außerdem die Grundlage für das architektonische Motiv einer Verbreiterung des Gebäudekopfes sein. Schließlich wird bei großen Höhen die Aufnahme der Windkräfte ent-

weder konstruktiv oder auch nur ästhetisch eine Verjüngung der Bauwerksmasse nach oben erwünscht scheinen lassen oder erforderlich machen.

Die Möglichkeiten der Stützenführung sind nun an der Hand der folgenden schematischen Abbildungsskizzen möglichst systematisch zusammengestellt.

1. Zylindrische Grundform. *α)* Wagerechte Bodenplatte (Abb. 424).

Der nächstliegende Gedanke der Auflösung der Bodenplatte ist die radiale Anordnung der Rippen. Sie ist in Abb. 424a gewählt. Zentral ist eine kräftige Stütze vorhanden, in der Wand liegen die Ringstützen, deren Zwischenraum mit einer Füllmauer geschlossen ist. Der Schutzmantel um den Behälter ist senkrecht hochgeführt. Wird im obersten Stockwerk unter dem Behälter die Bodenlast durch kräftige Rahmen auf die Ringstützen übertragen, so wird der Innenraum frei. Der Einbau eines zweiten inneren Stützenringes, der in der Lösung der Abb. 424b schon durch den Nebenbehälter veranlaßt ist, führt zu dem Gedanken, die Tragrippen im Außenring radial zu führen. Die trapezförmigen Ringteile der Bodenplatte können durch sekundäre Rippen, die im Polygonzug herumgeführt werden, entlastet werden. Der kreisförmige Innenteil der Platte ist durch senkrecht zueinander gelegte Rippen verstärkt. Ein Schutz des Behälters ist nicht vorgesehen, das Gerüst hat keine Verkleidung.

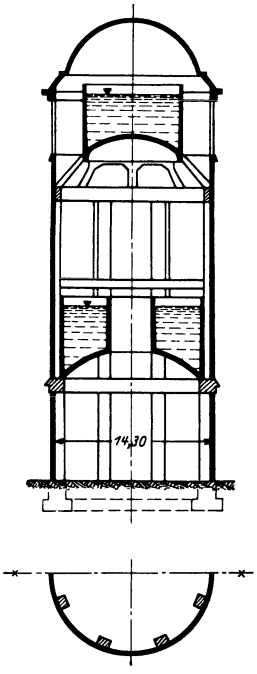


Abb. 425. Behälter mit gewölbter Bodenplatte.

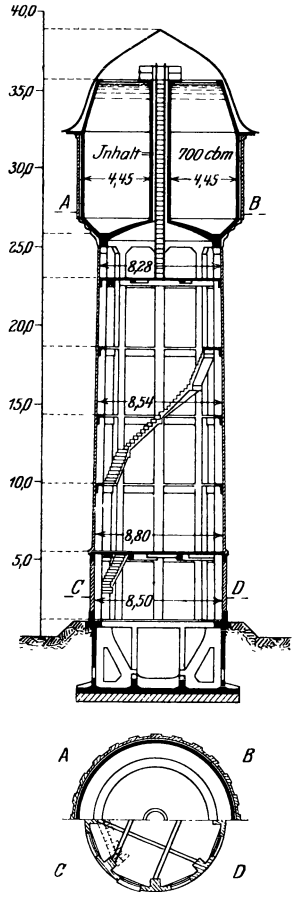


Abb. 426. Wasserturm, Querschnitt und Grundrisse.

Abb. 424c zeigt eine rechteckige Rippenteilung einer großen Bodenplatte von rund 16 m Durchmesser. Die Stützen in den Rippenknoten laufen in voller Höhe durch. Die Außenmauer ist in achteckigem Grundriß mit vollem Querschnitt ausgeführt.

β) Gewölbte Bodenplatte (Abb. 423 VIII).

Die Lagerung erfolgt auf dem Stützenring (Abb. 425 unten), der in der Außenmauer liegt. Das Füllmauerwerk zwischen den Stützen ist zugleich Schutzmantel. Der oben liegende Behälter soll einen begehbaren Umlauf haben, der Gebäudekopf aber keine Ausladung erhalten. Daher ist der Behälterdurchmesser zu verkleinern. Der Boden ist ein Teil der kuppelartigen Tragkonstruktion.

Wird der untere Behälterteil zusammengezogen (Bauart Intze), so kann die Stützung entweder unmittelbar auf der Außenmauer erfolgen (Abb. 426) oder der Stützring wird durch eine bockartige Tragkonstruktion mit der Außen-

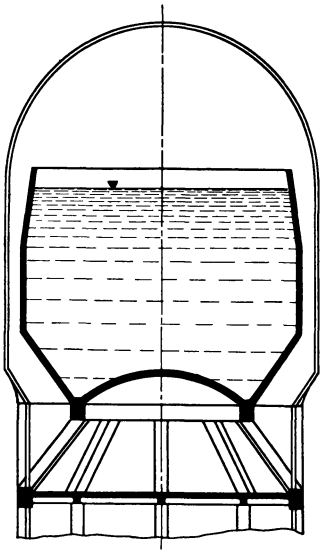


Abb. 427. Intze-Behälter mit unterem Bock.

mauer verbunden (Abb. 427). Im letzteren Falle wird die Ausladung des Kopfes geringere Abmessungen erhalten.

2. *Prismatische Grundform.* Wirtschaftliche Erwägungen können zu dem Ergebnis führen, der Wahl eines geradlinig begrenzten Grundrisses des Behälters den Vorzug zu geben. In Abb. 428 ist ein kleiner, sehr hochgelagerter Behälter dargestellt. Abb. 429 zeigt ein Beispiel einer großen Bauausführung.

Eine rückschauende Betrachtung der angeführten schematischen Lösungsmöglichkeiten, denen der Vollständigkeit halber noch die durch Abb. 430, S. 417 erläuterte Form der sog. „Schornsteinbehälter" angefügt wird, läßt erkennen, daß die typischen Bauformen der vorher beschriebenen Arten von Ingenieurhochbauten durch die „Behälterwand" bei den zylindrischen Gefäßen erweitert sind. Alle anderen Bauteile sind in ihrer Eigenart identisch mit den als Wände, Decken und Dächer, Rahmen, Stützen und Fundamente bezeichneten Bauteilen.

Die Dichtung von Flüssigkeitsbehältern ist in einer kurzen, aber sehr klaren Zusammenfassung von F. Schlüter, der sich dabei hauptsächlich auf das Handbuch für Eisenbetonbau (Löser) stützt, im Betonkalender 1926, II. Teil, S. 178ff. behandelt. Danach läßt sich Undurchlässigkeit der Behälter erreichen durch:

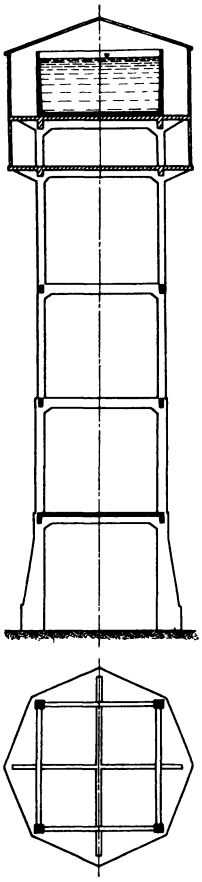


Abb. 428. Behälter mit rechteckigem Grundriß.

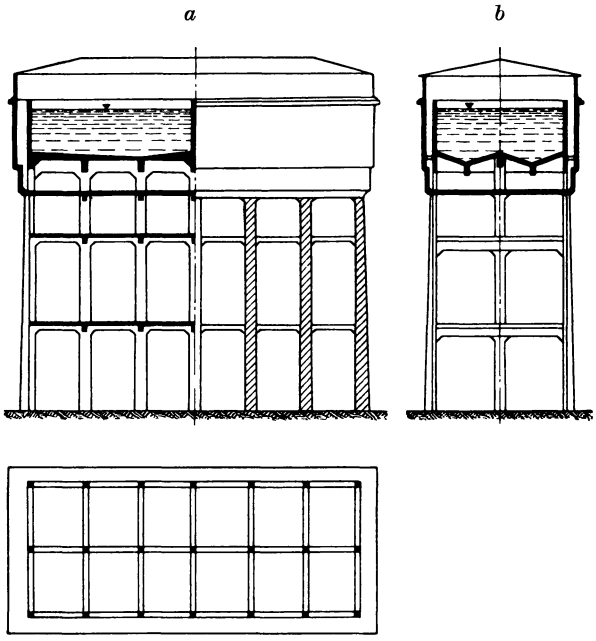


Abb. 429. Behälter mit rechteckigem Grundriß.

1. dichten Beton; eine Erhöhung der Dichtheit wird erzielt durch Zusatz von Traß, Hochofenschlackenmehl, Steinmehl, Si-Stoff, Ton, Lehm, Alaun oder Seife;
2. wasserdichten Zementputz, der nach verschiedenen Verfahren aufgebracht werden kann;
3. Anstriche und Zementdichtungsmittel, z. B. Antaquid, Antiaqua-Zement, Awa-Patent-Mörtelzusatz, Beersolit, Beton-Murolineum, Brandtsches Verfahren, Biber, Ceresit, Eironit, Ölfarbe oder Keimsche Mineralfarbe, Hauenschildfluate, Heimalol, Inertol, Margalit, Nigrit, Preolit, Säurezement, Siderosthen-Lubrose, Wasserglas;
4. innere Auskleidung mit Glas, Natursteinplatten, keramischen Erzeugnissen oder Blechtafeln.

Auf dieselbe Quelle und die Arbeiten von Grün[1]) sei hingewiesen, wenn es sich um Sicherung des Betons gegen chemische Einflüsse des Behälterinhaltes oder umgekehrt handelt. In einem für die Praxis besonders wertvollen Auskunftsbuch[2]) hat ferner Kleinlogel diese Fragen behandelt.

Abb. 430. Schornsteinbehälter.

II. Statische Grundlagen. Eine eingehende Behandlung bringt das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., V. Band, 1923, S. 73ff., auf die hier verwiesen werden muß. Nur die grundlegenden, dort besprochenen Annahmen und die u. a. im Taschenbuch Foerster gegebenen rechnerischen Hilfsmittel seien hierunter kurz aufgeführt. (Die Bezeichnungen entsprechen denen im Handbuch für Eisenbetonbau!)

Die Berechnung der Behälterwände kann nach folgenden einfachen Annahmen erfolgen:

a) Ohne Berücksichtigung der Randeinspannung. Vereinfachende Annahme: Die Dicke δ der Wandung wird vernachlässigt. Der daraus entstehende Fehler ist durch Zuschlag von $\sim 10\,\%$ zur Spannung am inneren Rande und $10\,\%$ Abzug am äußeren Rande leicht auszugleichen; die Abweichung in der Spannungsverteilung ist sehr gering.

1. *Kreisförmiger Grundriß.*

Wasserdruck in Tiefe x: $p = \gamma \cdot x$;
Ringzugkraft in Tiefe x: $S_x = \gamma \cdot x \cdot r$.

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau. 3. Aufl., 5. Bd., S. 31ff.
[2]) Kleinlogel, A.: Einflüsse auf Beton. 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.

Radiale Ausweichung w_x in Tiefe x folgt aus:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{2\pi \cdot w_x}{2\pi r} = \frac{\sigma}{E} = \frac{S_x}{1 \cdot \delta \cdot E}$$

zu

$$w_x = \frac{S_x \cdot r}{\delta \cdot E} = \frac{\gamma \cdot x \cdot r^2}{\delta \cdot E}.$$

Soll die Bewehrung wie üblich so bemessen werden, daß die Ringzugkraft an jeder Stelle vom Eisen allein aufgenommen werden kann, so wird für einen Höhenabschnitt e der erforderliche Eisenquerschnitt:

$$F_e = \frac{S_x \cdot e}{\sigma_{e\,\mathrm{zul}}}.$$

Taschenbuch Foerster, 4. Aufl. 1921, gibt in dem Abschnitt über Flüssigkeitsbehälter S. 1014 bis 1021 eine Tabelle, die den erforderlichen Bewehrungsquerschnitt für jeden Höhenabschnitt sofort ablesen läßt, berechnet nach dem Ansatz

$$F_e = \frac{\text{Gesamtzug}}{\sigma_{e\,\mathrm{zul}}} = \frac{\Sigma(p \cdot r)}{\sigma_e} = \frac{\frac{\gamma x^2}{2} \cdot \frac{D}{2}}{\sigma_e} = \frac{\gamma \cdot x^2 \cdot D}{4 \cdot \sigma_{e\,\mathrm{zul}}}.$$

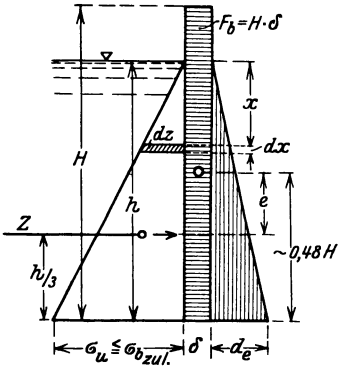


Abb. 431. Untersuchung der zylindrischen Behälterwand auf Zug.

Die Wandstärke δ kann nach unten hin zunehmen oder innerhalb eines Höhenabschnitts gleichbleibend genommen werden. Für den Fall der Zunahme nach unten hin folgt die erforderliche Wandstärke in Tiefe x unter der Voraussetzung, daß auch der Beton an der Aufnahme der Zugspannungen teilnimmt, aus:

$$\sigma_{b\,\mathrm{zul}} = \frac{\text{Ringzugkraft}}{F_b + n \cdot F_e} = \frac{\gamma x r}{1 \cdot \delta_x + n \cdot \frac{\gamma x r}{\sigma_{e\,\mathrm{zul}}}}$$

zu

$$\delta_x = \gamma x r \left(\frac{1}{\sigma_{b\,\mathrm{zul}}} - \frac{n}{\sigma_{e\,\mathrm{zul}}} \right).$$

Für den Fall gleichbleibender Wandstärke empfiehlt Taschenbuch Foerster folgende Annäherungsrechnung, ausgehend von der Bedingung, daß im Beton keine Zugrisse auftreten dürfen, daß also die zulässige Zugspannung im Beton nicht überschritten werden darf.

Die Gesamtzugkraft Z für einen senkrechten Streifen der Behälterwand wird in die Teile Z_b und Z_e zerlegt, die vom Beton bzw. von der Eisenbewehrung aufzunehmen sind. Unter der vereinfachenden Annahme, daß die Spannungsnullinie in die Wasserspiegelebene falle, wird (Abb. 431)

$$F_b = H \cdot \delta;\ n \cdot F_e = \frac{h \cdot d_e}{2}, \quad \text{also } d_e = \frac{2\,n\,F_e}{h}.$$

In Tiefe x wird die Betonzugspannung:

$$\sigma_x = \frac{\sigma_u \cdot x}{h},$$

wenn $\sigma_u \leqq \sigma_{b\,\mathrm{zul}}$ die Spannung am unteren Rande bedeutet.

Z_e wird durch Integration gefunden:

$$d\,Z_e = \left(\frac{\sigma_u \cdot x}{h}\right) \cdot \left(\frac{d_e \cdot x}{h}\right) \cdot d\,x \cdot = \frac{2\,n\,F_e \cdot \sigma_u \cdot x^2 \cdot d\,x}{h^3};$$

$$Z_e = \int_0^h \frac{2\,n\,F_e\,\sigma_u \cdot x^2 \cdot d\,x}{h^3} = \frac{2\,n\,F_e \cdot \sigma_u}{3}.$$

Mit $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ und $\sigma_u = \sigma_{bz} = 10$ wird $Z_e = 100 \cdot F_e\,(\mathrm{cm}^2)$ in kg $= 0{,}1 \cdot F_e\,(\mathrm{cm}^2)$ in t.

Vom Beton bleibt aufzunehmen $Z_b = Z - Z_e$.

Wird der Abstand des Schwerpunktes S des Verbundquerschnittes von der Unterkante zu $\sim 0{,}48\,H$ angenommen, so wird das auftretende Biegungsmoment $M = Z_b \cdot e = Z_b\,(0{,}48\,H - h/3)$.

Ist $J = k \cdot \delta \cdot H^3$ das Trägheitsmoment des Betonquerschnitts, so folgt die erforderliche Wandstärke δ aus der Gleichung

$$\sigma_u = \sigma_{b\,\mathrm{zul}} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W} = \frac{Z_b}{H \cdot \delta} + \frac{Z_b\,(0{,}48 \cdot H - \mathrm{h}/3) \cdot h}{k \cdot \delta \cdot H^3}.$$

2. *Rechteckiger Grundriß.* Die in einem rechteckigen Rahmen mit den Abmessungen a und b durch den Innendruck p hervorgerufenen Längskräfte und Momente sind nach Berechnung des Eckmomentes M_e zu ermitteln.

Die Längskräfte werden: $S_a = \frac{p \cdot b}{2}$, $S_b = \frac{p \cdot a}{2}$;

das Eckmoment ergibt sich zu $M_E = -\,p \cdot \frac{(a^2 - a\,b + b^2)}{12} = \alpha \cdot \frac{p \cdot b^2}{12}$;

die Momente in den Feldmitten werden:

$$M_b = \beta \cdot \frac{p \cdot b^2}{12} \text{ und } M_a = \gamma \cdot \frac{p \cdot b^2}{12}.$$

Die Beiwerte α, β und γ für die üblichen Längenverhältnisse $a/b = 1{,}00$ bis 2,00 in Stufen von je 0,10 gibt das Handbuch für Eisenbetonbau auf S. 80 des V. Bandes.

b) Mit Berücksichtigung der Randeinspannung. Eine theoretische Behandlung des Problems auf Grund der Arbeiten von Müller-Breslau, Reißner, Lewe, Runge u. a. ist im Handbuch für Eisenbetonbau gegeben[1]).

Die Wirkung der Sohleneinspannung ist eingehend behandelt in Aufsätzen von Arnstein und Lewe[2]).

Vorschläge über Berücksichtigung der Einspannung für gleichbleibendes oder veränderliches δ bei Dimensionierung der lotrechten Bewehrung enthalten schon die Aufsätze von M. Mayer: „Die lotrechte Bewehrung der zylindrischen Behälterwand" in Beton Eisen 1910, S. 183 und S. 400. Die

[1]) Müller-Breslau: Graphische Statik, 2. Bd, 2. Abt., § 16. — Reißner, H: Über die Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden. Beton Eisen 1908, H. 6. — Lewe, V.: Einfache Formeln und Kurventafeln zur Berechnung zylindrischer Behälterwände mit rechteckigem, dreieckigem oder trapezförmigem Wandschnitt. Beton Eisen 1915, H. 4/5. — Runge, C.: Über die Formänderung eines zylindrischen Behälters. Zeitschr. f. Math. u. Physik 1904, S. 254.

[2]) Arnstein, Dr. K.: Zylindrische Behälter mit ebener Sohle. Z. Arch. Ing.-Wiss. 1916, H. 3 und Dr. Lewe: Die zylindrische Behälterwandung bei nachgiebiger Sohleneinspannung. Bauing. 1921, S. 177 bis 181.

senkrechte Bewehrung der meist in Sohle und Decke eingespannten Zwischenwände läßt sich mit Hilfe der Stützenmomente bestimmen. Foersters Taschenbuch gibt auf S. 1020 in Tabelle 20 für $\sigma_e = 1000$ bzw. 1200 kg/cm² und verschiedene Werte von $\sigma_{b\,zul}$ die zugehörigen Nutzhöhen h und die symmetrisch anzuordnenden Bewehrungsquerschnitte $F_e = F_e'$.

B. Behälter für Massengüter — Silos.

I. Entwurfsgrundlagen. Die Vorgänge des Füllens, Lagerns und Entleerens spielen sich in den Flüssigkeitsbehältern reibungslos ab. Die Formgebung kann daher nach den Gesetzen der statischen Wirkung, die im wesentlichen nur durch technische und wirtschaftliche Notwendigkeiten beeinflußt werden, aufgebaut werden. Die Massengüter setzen aber in ihrer mehr oder weniger feinkörnigen Beschaffenheit einer Bewegung Widerstände entgegen, von denen die innere Materialreibung (Maßstab ist der natürliche Böschungswinkel) und die äußere Reibung der Masse an der Wand mit befriedigender Annäherung rechnerisch erfaßt werden können. Der Betrieb zeigt aber noch weitere Hemmungen, die teils durch ein örtliches Kleben oder Haften an den Wandungen, teils durch eine Art Gewölbebildung im Inneren der Füllmasse entstehen. Sie haben Entleerungsstockungen, Bildung von Hohlräumen und plötzliches Nachstürzen anstatt stetigen Nachrieselns zur Folge. Diese dynamischen Wirkungen entziehen sich der scharfen Nachprüfung, sie gehören in den Kreis zufälliger Mehrbelastungen, für die der Sicherheitsgrad jeder Konstruktion genügenden Schutz bieten muß. Bei der Formgebung ist aber auf die Vermeidung dieser Unregelmäßigkeiten der Bewegungsvorgänge weitgehende Rücksicht zu nehmen.

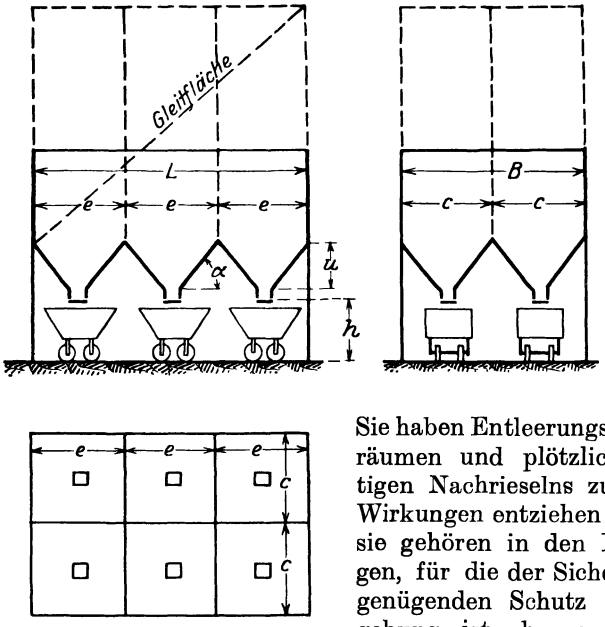


Abb. 432. Großräumiges Silo.

Da die selbsttätige Entleerung in irgendwelche Fördergefäße die wirtschaftliche Grundlage des Baugedankens einer Siloanlage ist, werden die Behälter meist von einer Stützkonstruktion getragen sein. Schutzvorrichtungen für den Behälterinhalt und die Beschickungsvorrichtung werden die Regel bilden.

Das einfachste Bauprogramm liegt vor, wenn das Massengut einheitlicher Art ist, sodaß die Lagerung in einem Raum erfolgen kann, der nur aus Boden und Wänden besteht. Die Praxis hat für diese Bauart die Bezeichnung „großräumige Silos“ geprägt (Abb. 432).

Wird der Lagerraum aus statisch-technischen Gründen oder bei einer betrieblich erforderlichen Trennung von verschiedenen Füllstoffarten oder -mengen durch senkrechte Wände in eine Anzahl von Kammern, Taschen oder Zellen geteilt, so entsteht die Bauform der sog. „Zellensilos“ (Abb. 433).

Eine besondere Bauart mit geneigten Trennungswänden „Silos mit schrägen Taschen“ (Gebr. Rank, München) hat den Zweck, die Schichthöhe empfindlicher Materialien zu beschränken (Abb. 434).

a) Großräumige Silos. Eine Begrenzung der durch diesen Namen gekennzeichneten Behälter ist darin zu sehen, daß die Gleitebene des Füllgutes den oberen Rand der gegenüberliegenden Wand des Behälters schneidet (Abb. 432). Die Beanspruchung der Wand entspricht etwa der einer unten eingespannten Stützmauer.

Für die Gestalt des Bodens ist die Forderung eines stetigen Abrieselns der Masse maßgeblich. Die Bodenflächen müssen eine Neigung erhalten, die steiler ist als der Reibungswinkel. Der Boden muß also aus einer geschlossenen Reihe von Trichtern bestehen. Die Anzahl richtet sich nach der Höhe u der Trichterzone. Da jede scharfe einspringende Flächenknickung die Abrieselungsgesetze störend beeinflußt, wäre der kegelförmige Trichter in betriebstechnischem Sinne die beste Lösung. Die praktische Ausführung wird das Einfache bevorzugen und daher oft zur Aufteilung der Grundfläche in Vierecke gelangen.

Die Ausbildung des Stützgerüstes ist bedingt durch das Lichtprofil der Fördereinrichtungen, die das Füllgut aufnehmen sollen. Die Konstruktion zum Schutze der Beschickungsanlagen richtet sich nach der Betriebsanordnung.

Ein charakteristisches Beispiel einer großräumigen Siloanlage für Kohlenlagerung gibt Abb. 435, S. 422, in der die drei Hauptteile des Bauwerks klar gegliedert hervortreten.

b) Zellensilos. Bei größerer Höhenentwicklung wird die einseitige Beanspruchung der Außenwände eines Einheitsbehälters so hoch, daß das Einziehen von Zwischenwänden einen wirtschaftlichen Vorteil bedeuten kann. Günstig wirkt dabei neben der statischen Bedeutung der Zwischenwände als Stützpunkte für die Außenwand die Verminderung des Seitendruckes des Füllgutes.

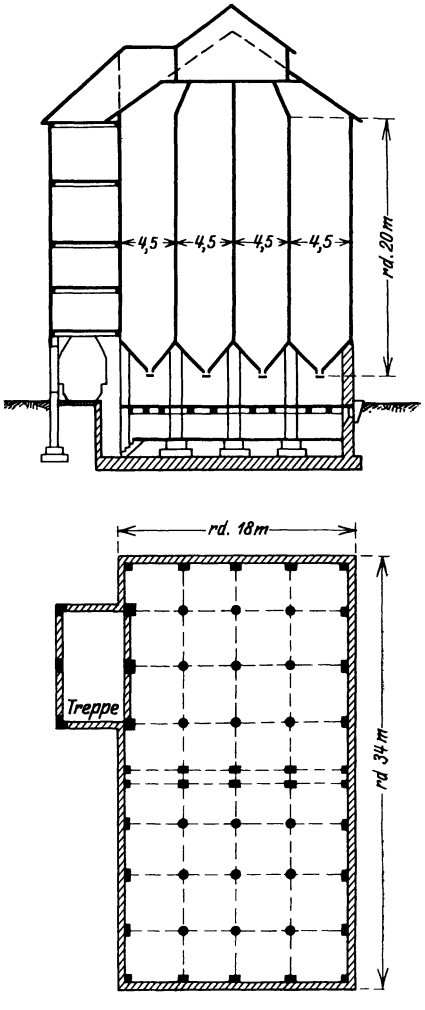


Abb. 433. Zellensilo.

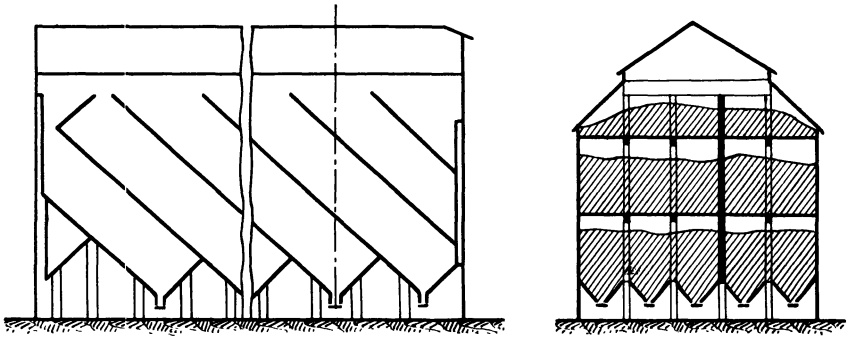


Abb. 434. Silo mit schrägen Taschen.

Die Belastung der Zellwand folgt dem Gesetz $p_{max} = \frac{\gamma}{\frac{U}{F} \cdot \operatorname{tg} \varphi_1}$, also nimmt p mit wachsendem Verhältnis $\frac{U}{F}$ ab. Für die Aufteilung eines Rechteckes mit den Seiten $n \cdot e$ und $m \cdot e$ in quadratische Felder von der Länge e ergeben sich folgende Werte:

Zusammenstellung 119. Verhältniswerte U/F.

Rechteck $m \cdot$	Rechteck $n \cdot$	Großraum U/F	Zellen U'/F'
2	2	2,00	$\frac{4}{e}$
3	2	1,67	
3	3	1,33 $\cdot \frac{1}{e}$	
4	3	1,17	
4	4	1,00	

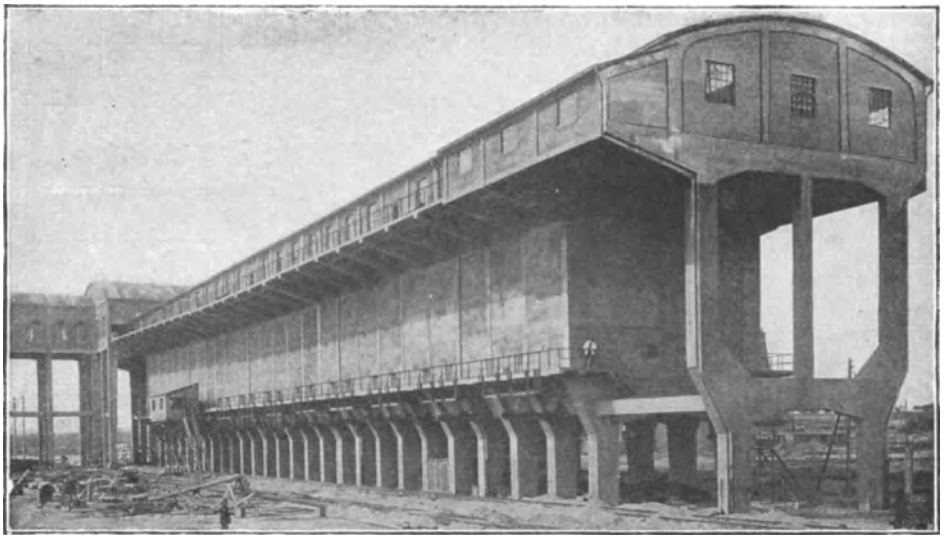


Abb. 435. Kohlenbunker.

Sehr häufig wird auch der Betrieb der Anlage eine Einteilung in Kammern erfordern. Die Anordnung eines Zellensilobauwerkes ist durch die schematische Skizze der Abb. 433 S. 421 erläutert. Die Behälter erfordern eine Stützung und für die Beschickung eine Schutzkonstruktion. Dem Behältermassiv ist in der Regel ein Anbau anzugliedern, der zur Aufnahme des Verkehrs und der Hebevorrichtungen dient.

Für die Wahl der geeignetsten Zellenform gibt Abb. 436 eine Übersicht. Das Dreieck (*a*) ist wegen der spitzen Winkel ungeeignet. Sechsecke (*c*) lagern sich unmittelbar aneinander, der stumpfwinklige Achsenschnitt im Knoten gestattet gute technische Durchbildung. Da aber der Gesamtgrundriß möglichst geradlinig begrenzt sein sollte, sind die Randquerschnitte ungünstig. Das gleiche gilt vom Achteck (*d*) und vom Kreis (*e*), bei denen noch die unnützen Hohlräume zwischen den Mittelzellen hinzukommen. Die Aufteilung in Quadrate oder in Rechtecke, die dem Quadrat nahestehen, wird in der Regel das Optimum unter Berücksichtigung aller Bau- und Betriebsanforderungen darstellen. In der Trichterzone kann der Übergang in einen

polygonalen Querschnitt zur Verbesserung des Entleerungsvorganges geschaffen werden (s. Abb. 437). Zu beachten ist noch, daß bei manchen Füllgutarten, z. B. bei Zement, die zentrale Lage der Abzugsöffnung ungünstiger ist als eine einseitige Anordnung.

Die Darstellung zeigt, daß zum Bau von Silos die typischen Bauformen verwendet werden, die für alle Ingenieurhochbauten erforderlich sind. Nur die Behälterwände nehmen eine Sonderstellung ein. Sie sind deshalb in ihren statischen Grundlagen (s. S. 426) und ihrer technischen Ausbildung (s. S. 429) eingehender behandelt.

c) Füllgutarten. Für die einzelnen Arten von Silos seien als entwurfstechnisch wichtige Gesichtspunkte noch angeführt:

1. Erzsilos. Eine genaue Kenntnis der Abmessungen der Erzkübel ist erforderlich, damit der lichte Raum zu ihrer Durchfahrt überall innegehalten wird. Für jedes Gleis über dem Silo sollte ein Bedienungssteg vorgesehen werden, dessen Unterstützung durch Auskragung aus dem schienenstützenden Trägerpaar erfolgen kann. Der Auslauftrichter soll die Form einer umgekehrten Pyramide erhalten, am einfachsten, indem Magerbetonzwickel auf die ebenen Böden eingebaut werden. Regel ist, daß zu jedem Auslauf vier Rutschflächen als Zuführung dienen, nicht nur zwei, bei denen leicht eine Stauung der auslaufenden Masse und damit eine Betriebsstockung eintreten kann. Abb. 438 zeigt ein Beispiel.

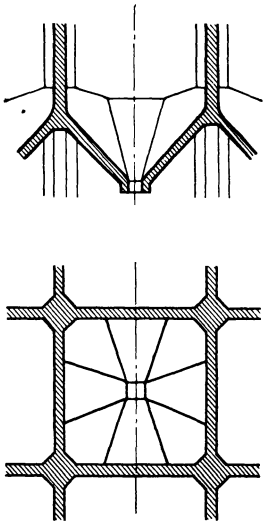


Abb. 437. Zellensilo.

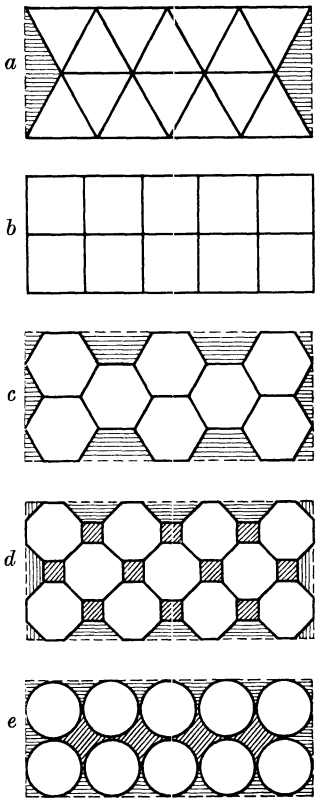


Abb. 436. Flächenteilung für Zellensilos.

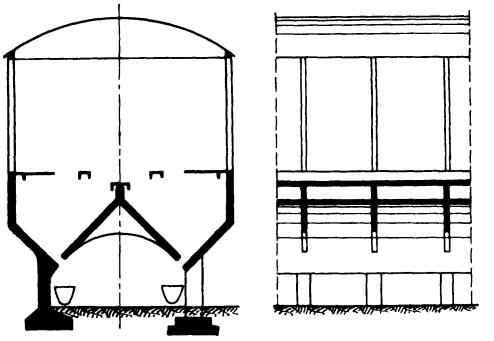


Abb. 438. Großräumiges Erzsilo.

2. Kohlensilos. Für Gaswerke und große Industrieanlagen mit Massenbedarf an Kohle werden großräumige Speicher ausgeführt, sonst gewöhnlich Zellensilos, die der schnellen und billigen Förderung der Kohlen in die Feuerungsanlagen dienen. Auch mit Rücksicht auf die Brandgefahr sind kleinzellige Behälter vorzuziehen, damit ein etwa ausbrechender Brand auf eine Zelle beschränkt bleibt, die dann schnell entleert werden kann. Eine

besondere Gattung bilden die Kohlentürme der Zechen, in denen die Kohle zur Verkokung vorbereitet wird[1]). Der Aufschwung der Braunkohlenindustrie im letzten Jahrzehnt hat dem Bau von Kohlenbunkern neue Aufgaben gestellt[2]).

Die Lagerhöhe ist nicht zu groß zu nehmen, allgemein $\leqq \sim 6\ m$, da sonst Gefahr der Selbstentzündung eintreten kann. Der Zutritt frischer Luft, der die Zersetzung der Kohle verstärkt, ist durch möglichsten Abschluß oben und durch dichten inneren Wandputz tunlichst einzuschränken.

Die zuweilen geäußerten Bedenken, daß an den von der Kohle berührten Flächen allmählich Zerstörungserscheinungen durch die sogenannte „Verwitterung" noch nicht ausgereifter Kohlen auftreten könnten, sind durch zahlreiche Beispiele als nicht stichhaltig erwiesen. Anthrazitkohle kann dem Beton überhaupt nicht gefährlich werden. Bei noch frischen Braun- und Steinkohlen, die beim Lagern an der Luft unter Sauerstoffaufnahme eine Zersetzung erleiden und durch den Verwitterungsvorgang bis zur Selbstentzündung erwärmt werden, ist nur in Ausnahmefällen wirkliche Gefahr für den Beton vorhanden, wenn nämlich die Kohle hohen Schwefelgehalt hat, lange Zeit unbewegt gelagert wird und gleichzeitig naß ist. Bei Ausbildung einer durchaus dichten Betonoberfläche, in Sonderfällen zweckmäßig mit asphaltartigem Anstrich, ist keine Zerstörung zu befürchten (vgl. die Zusammenstellung der Mitteilungen über zahlreiche Beton- und Eisenbetonbauten zur Lagerung von Kohle in dem Heft „Technische Auskünfte aus dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues, Ausgabe B, 1920, des Deutschen Betonvereins)[3]).

3. Salzsilos. Infolge der hygroskopischen Eigenschaften der meisten Salze backt das Füllgut leicht zusammen und läuft aus Trichtern nicht von selbst aus. Salzsilos werden daher meist als großräumige, ein- oder zweischiffige Hallen mit selbsttätiger Füllung durch Förderbänder ausgeführt. Die Entnahme des Salzes erfolgt meist durch fahrbare Baggereinrichtungen.

4. Silos für Getreide, Malz Kleie, Mehl u. dgl. Sie werden ihres wertvollen Inhalts wegen stets als Zellensilos gebaut, die Abmessungen der einzelnen Zelle pflegen 5 bis 6 m in der Breite und 20 bis 25 m in der Höhe nicht zu überschreiten. Guter Zementverputz außen und die Wahl einer hohe Dichtigkeit verbürgenden Betonmischung machen weitere Schutzmittel gegen Temperatureinflüsse und Feuchtigkeit entbehrlich. Getreide darf nur in ganz trockenem Zustande eingelagert werden, andernfalls ist eine Trocknung im Silo selbst vorzunehmen. Einem Heißwerden des Inhalts wird durch wiederholte Umbecherung in andere Zellen und ähnliche Hilfsmittel vorgebeugt, sofern nicht durch künstliche Belüftung (vgl. die neuen Bauausführungen der Firma Gebr. Rank in München) eine solche Behandlung unnötig wird[4]).

---

[1]) Vergl. Beton Eisen 1923, S. 65 u. 78.

[2]) Vergl. Beton Eisen 1925, S. 165 bis 168.

[3]) Unter den Aufsätzen betr. Erwärmung der Kohle bei der Lagerung und ihre schädliche Einwirkung auf den Beton seien hervorgehoben:

Haas, B.: Unter welchen Voraussetzungen kann Beton durch Kohlen angegriffen und auch zerstört werden? Beton Eisen 1919, S. 196. — Schäfer, H.: Die Erwärmung von Kohlen bei ihrer Lagerung. Beton Eisen 1920, S. 35—36; Einwirkung der Kohle auf Beton. Ergebnis einer Rundfrage bei den Mitgliedern des Deutschen Beton-Vereins (vgl. die oben genannte Zusammenstellung). Beton Eisen 1920, S. 215—217.

Wertvolle Angaben über die Entwicklung von Kohlenlagerhäusern aus Eisenbeton seit 1908 und deren konstruktive Einzelheiten bringt die Darstellung von G. Escher: Neuere Kohlenlagerhäuser in Eisenbeton, ausgeführt von der Firma Gebr. Rank in München. Beton Eisen 1920, S. 185, sowie 1921, S. 25.

[4]) Einzelheiten über Bau und Betriebseinrichtungen bringt das Buch Dr. J. F. Hoffmann: Die Getreidespeicher, ihre bautechnische und maschinelle Einrichtung. 2. Aufl. Berlin: Paul Parey 1916.

d) Verschlußvorrichtungen. Für den Verschluß der Auslauftrichter sind, besonders für Erzsilos, schon zahlreiche Ausführungen ersonnen und auch erprobt worden, je nach Korngröße und Raumgewicht des Füllgutes und nach der Betriebsart. Die wichtigsten im Hüttenbetriebe an einen Verschluß zu stellenden Anforderungen sind: Genaue Innehaltung der jedesmal

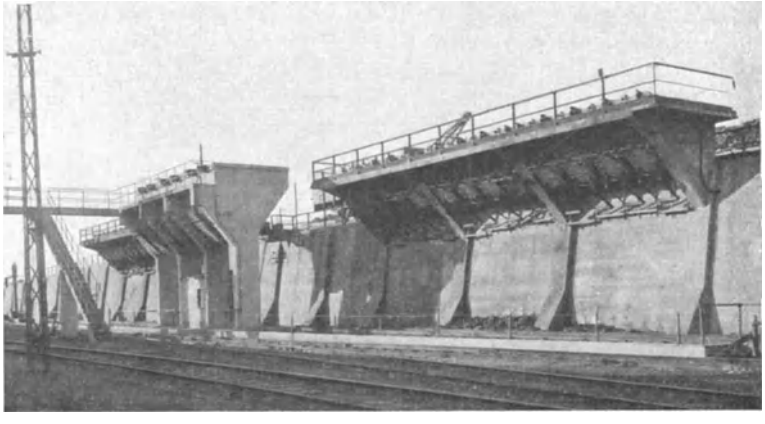


Abb. 439. Bekohlungsanlage.

auslaufenden Füllgutmenge, möglichste Einfachheit und Billigkeit, leichte Bedienung, vor allem ein hinreichender, eine Verstopfung ausschließender Auslaufquerschnitt. Die früher üblichen Rundschieber und die Klappen mit Gegengewichten können als veraltet und höheren Betriebsforderungen nicht genügend hier übergangen werden. An modernen, als zweckmäßig erprobten Verschlüssen seien erwähnt (vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 14. Band):

1. für grobstückiges Erz: der Rechenverschluß System Gerhard, ausgeführt von der A.-G. Wayß u. Freytag;

2. die Bauart mit Kettenrost als innerem Verschlußmittel (Patent der gleichen Firma), eine Verbesserung des alten Klappenverschlusses darstellend;

3. die Füllschnauzenkonstruktionen der Firma Ed. Züblin & Co., mit deren Hilfe die Zeit für das Beladen eines 15 t-Wagens auf rund 15 Sekunden heruntergesetzt werden konnte. Sie gestatten einen schnellen Auslauf ohne Verstopfungsgefahr und eine jederzeit sichere Beherrschung des Erzstromes. Sie sind seit 1907 für Erzversandbunker zur Wagenbeladung sowie für Hochofenvergichtung vielfach ausgeführt;

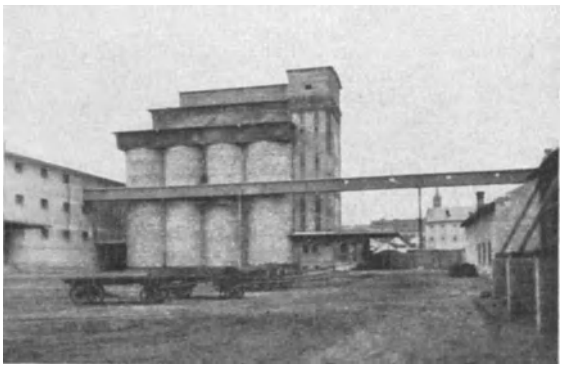


Abb. 440. Zellensilo für Mehl.

4. der durch geringe Bauhöhe ausgezeichnete Zapfgurtverschluß der Firma Ed. Züblin & Co. Bei ihm wird die Auslauföffnung stets frei gehalten, so daß ein stetiges Auslaufen des Füllgutes auf ein Band ohne Ende erfolgt. Hört die Bewegung des Bandes auf, so sperrt sich der Füllgutstrom selbsttätig, da

der Böschungskegel des auslaufenden Gutes nun nicht mehr weggezogen wird. Eine Abart bildet die Zapfenkette, zum Füllen kleinerer Transportgefäße geeignet.

Beispiele. Hinsichtlich ausgeführter Beispiele muß auf die nachstehend angegebene Literatur verwiesen werden. Der größte bisher ausgeführte Silobau ist wohl derjenige für Lagerung von Ammoniumsulfat in den Leunawerken bei Merseburg mit 342 × 52 m Grundfläche und 19,5 m Füllhöhe, 1917 errichtet; der Inhalt umfaßt rund 315 000 m³. Abb. 439, S. 425 zeigt eine moderne Bekohlungsanlage auf Bahnhof Frankfurt-Oder (vgl. die Beschreibung im Bauing. 1925, S. 141—143). In Abb. 440, S. 425 ist ein 1923 in Ungarn erbautes Mehlmagazin mit Silobau dargestellt (vgl. Bauing. 1925, S. 336—339).

Literatur, soweit sie nicht in den vorstehenden Abschnitten schon angegeben ist.

Armierter Beton 1918, S. 106—110: Strassner, A.: Wie weit sind die Aufhängeeisen in Silowänden in die Höhe zu führen?

Armierter Beton 1919, S. 89—95: Müller, P.: Tonerdesilo von 7500 m³ Fassungsraum auf dem Erftwerk bei Grevenbroich (Rheinland).

Beton Eisen 1918, S. 113—118 und 1919, S. 17—20 und 42—46: Escher, G.: Getreidesilos in Eisenbeton.

Beton Eisen 1919, S. 175—178: Palen: Berechnung der Biegungsmomente und Bemessung der Wandquerschnitte der Silozelle mit Hilfe des Einspannungsgrades.

Beton Eisen 1920, S. 72—75 und 109—112: Pieters, J. A.: Vereinfachung der Berechnung der Silos.

Beton Eisen 1920, S. 61—64, 80—82: Kina, H.: Vom Bau eines Getreidesilos der Hansamühle in Bremen.

Beton Eisen 1920, S. 87—89: Andersson, D.: Zementsilos und Lagerhaus für die Klagstorps Kalkbrotts A.-G. in Klagshamm.

Beton Eisen 1921, S. 177—178: Burghardt, A.: Die Kohlenförderanlagen in Eisenbeton für den Betrieb der Firma F. A Schmidt in Guben.

Beton Eisen 1922, S. 52—53: Steppes, K : Eine neue Konstruktion eines Luftsilos mit selbsttätig lüftenden Zellenwänden.

Beton Eisen 1922, S. 181—185, 211—214: Magelssen, E.: Die Eisenbetonbauten der Koksanstalt Ruda in Oberschlesien.

Beton Eisen 1923, S. 65—67, 78—80: Kaiser, A.: Der neue Kokskohlenturm der Kruppschen Zeche Hannibal I bei Bochum.

Beton Eisen 1923, S 162—163, 188—190: Urwalek, F.: Statische Berechnung von zusammenhängenden Zellen.

Beton Eisen 1924, S. 37—38: Butzer, H.: Erzsilo für Storch und Schöneberg A.-G., Abt. Bremer Hütte in Geisweid.

Beton Eisen 1924, S. 145—148: Baumann, H.: Kohlensilo Ch. 36 der Höchster Farbwerke.

Beton Eisen 1924, S. 154—156: Butzer, H.: Das Kesselhaus der Zeche Mansfeld.

Beton Eisen 1924, S. 166: Bau eines Eisenbeton-Zellensilos in 15 Tagen.

Beton Eisen 1924, S. 277—280: Specker, K.: Tonerdesilo in Eisenbeton für die „Innwerk, Bayer. Alumin.-A.-G." in Töging am Inn.

Beton Eisen 1925, S. 165—168: l'Allemand, F.: Neuere Ausführungen von Bunkeranlagen für Braunkohlenwerke (Firma: Walter Rüde, Dresden).

Bauing. 1923, S. 48—52: Thomsen: Beitrag zur Berechnung von Silotrichtern in Eisenbeton.

Bauing. 1923, S. 198—204: l'Allemand, F.: Bunker für Großraumförderung im Braunkohlenbergbau (neuere Ausführungen der Firma W. Rüde, Dresden).

Bauing. 1925, S. 141—143: Altschul, P.: Eine moderne Bekohlungsanlage in Eisenbeton.

Bauing. 1925, S. 336—339. Obrist, W.: Silobau und Mehlmagazin für die Margit-Dampfmühlen A.-G. in Kalocsa (Ungarn).

Bauing. 1925, S. 517—523: Butzer, H.: Kohlenwäsche für die Zeche Sachsen in Heesen bei Hamm i. W.

II. Statische Grundlagen. Über die grundlegenden Angaben hinsichtlich der angreifenden Kräfte ist auf S. 31/32 das Nötigste gesagt. Zu beachten ist, daß bei Bewegung der Masse infolge Öffnung des unteren Verschlusses sich der Innendruck bis rund 10% gegenüber dem Ruhezustande steigern kann.

Eine eingehende Darstellung der auf der geometrischen Erddrucktheorie (der sogen. Engesserschen Keiltheorie, die angenähert auch für begrenztes Erdreich bzw. Füllgut gilt) fußenden Berechnungsweise bringt H. Dörr im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band 14, im Abschnitt „Silos".

Die unter vereinfachenden Annahmen gewonnenen theoretischen Ergebnisse sind bestätigt bzw. berichtigt und ergänzt worden durch zahlreiche praktische Versuchsreihen, als deren wichtigste in neuerer Zeit genannt seien:

a) die Versuche an Zellensilos von J. A. Jamieson, veröffentlicht in Engg. News im Heft vom 10. März 1904. Sie sind an einem Silo aus Holz in natürlicher Größe und an einem Modellsilo angestellt worden. Alle Pressungen wurden hydraulisch gemessen, als Füllgut diente Weizen, Erbsen, Roggen und Leinsamen.

b) Die Versuche von J. Pleissner, ausgeführt an verschieden großen Silos aus Holz und Eisenbeton, veröffentlicht in der Z. V. D. I. 1906, Nr. 25 und 26. Sie gaben wertvollen Aufschluß besonders über die Verteilung der Druckkräfte auf Seiten- und Bodenflächen.

c) Die von E. Lufft in Buenos-Aires angestellten Versuche an Silos in Ziegelmauerwerk mit Ringeiseneinlagen und innerem Zementglattstrich. Füllgut: Weizen. Ihre Ergebnisse sind in dem Buche Lufft, E.: „Druckverhältnisse in Silozellen", 2. Aufl., Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1920, niedergelegt.

Bei großräumigen Silos (Abb. 432, S. 420) mit ihrer meist aus Platten und Balken bestehenden Wandung ist die Berechnung einfach, indem die in meist 3 bis 5 m Abstand anzuordnenden Rippen als lotrecht stehende, wagerecht belastete Rippen einer Stützmauer betrachtet werden. Bei größerem Rippenabstande ist bisweilen eine Untersuchung der Wandfläche als auf drei Seiten gelagerte Platte erforderlich.

Bei Zellensilos liegen die statischen Verhältnisse äußerst unklar, da die Wände weder frei drehbar noch vollkommen eingespannt sind. Schätzungen sind hier in großem Umfange unvermeidlich. Die Zellen bilden eine Reihe aneinander gefügter Rahmen, für die der Größtwert der Feldmomente bei abwechselnder Füllung der einzelnen Zellen eintritt (Abb. 441). Mit Rücksicht auf die Unsicherheit in der Bestimmung der angreifenden Kräfte ist eine Berechnung als vielfach statisch unbestimmtes System praktisch verfehlt.

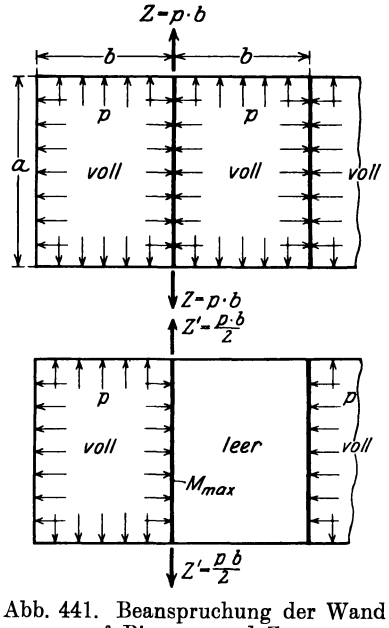


Abb. 441. Beanspruchung der Wand auf Biegung und Zug.

Bei viereckigen Zellen läßt sich jeder wagerechte Streifen der Wand hinreichend genau als durchlaufender Träger nach Clapeyron berechnen: Die Eckmomente entsprechen den Stützenmomenten. Für konstante Wandstärke folgt unter Annahme steifer Eckausbildung (Abb. 442, S. 428):

$$M_E \cdot a + 2\,M_E(a+b) + M_E \cdot b = -{}^1/_4\,p\,(a^3+b^3),$$

daraus das Eckmoment:

$$M_E \cdot 3\,(a+b) = -{}^1/_4\,p\,(a^3+b^3),$$

$$M_E = -\frac{1}{12}\,p\,\frac{(a^3+b^3)}{a+b} = -\frac{1}{12}\,p\,(a^2-ab+b^2).$$

Auf dem parallel hierzu möglichen Rechnungswege mit Hilfe der Arbeitsgleichung wird das entsprechende Ergebnis gewonnen. Hierbei soll gleichzeitig die Verschiedenheit des Trägheitsmomentes in den beiden Seitenwänden berücksichtigt werden.

Für eine rechteckige Silozelle mit den Seitenlängen a und b (Abb. 442) und den zugehörigen Trägheitsmomen-

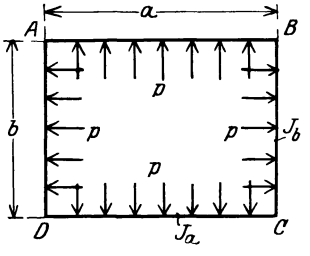


Abb. 442. Rechteckige Silozelle.

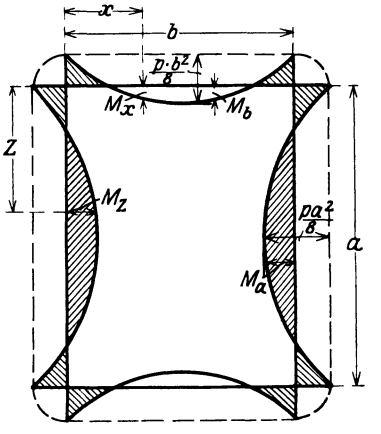


Abb. 443. Momentenverlauf für die rechteckige Silozelle.

ten J_a und J_b ergibt sich die Formänderungsarbeit zu

$$A = 2 \cdot \frac{1}{2} \int \frac{M_x^2 \cdot dx}{E \cdot J_b} + 2 \cdot \frac{1}{2} \int \frac{M_z^2 \cdot dz}{E \cdot J_a};$$

$$\frac{\partial A}{\partial M_E} = 0 = \frac{1}{E \cdot J_b} \cdot \int 2\, M_x \cdot \frac{\partial M_x}{\partial M_E} dx + \frac{1}{E J_a} \cdot \int 2\, M_z \cdot \frac{\partial M_z}{\partial M_E} \cdot dz;$$

$$\text{mit} \quad M_x = M_E + \frac{p \cdot x\,(b - x)}{2} \quad \text{und} \quad M_z = M_E + \frac{p \cdot z\,(a - z)}{2}$$

folgt als Endergebnis:

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot p \cdot \frac{J_b \cdot b^3 + J_a \cdot a^3}{J_b \cdot b + J_a \cdot a}.$$

Für $J_a = J_b$ ergibt sich ebenso wie oben:

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot p \cdot \frac{(a^3 + b^3)}{(a + b)}.$$

Die Momente in den Mitten der Seiten werden:

$$M_a = \frac{p \cdot a^2}{8} + M_E;$$

$$M_b = \frac{p \cdot b^2}{8} + M_E.$$

Abb. 443 zeigt den Verlauf der Momente.

Für quadratischen Grundriß vereinfachen sich die Werte mit $a = b$ und $J_a = J_b$ zu

$$M_E = -\frac{1}{12} \cdot p \cdot a^2; \quad M_a = M_b = \frac{p \cdot a^2}{8} - \frac{p \cdot a^2}{12} = \frac{p \cdot a^2}{24}.$$

Die Wände werden gleichzeitig auf Biegung und auf Zug beansprucht (vgl. Abb. 441, S. 427). Günstig ist dabei der Umstand, daß die Größtwerte der Zugkraft und des Feldmomentes nicht gleichzeitig auftreten.

Bei kreisförmigem Zellengrundriß entsteht in der Wand nur eine Zugkraft von der Größe $Z = p \cdot r$, wenn r den halben lichten Durchmesser bezeichnet, aber kein Moment.

Durch die Ausbildung von Vouten in den Ecken (Abb. 444) der Silozellen, die ohnehin in der Regel stärker als rechnungsmäßig notwendig bewehrt werden, wird eine Verminderung der Feldmomente und eine Vergrößerung der Eckmomente hervorgerufen. Mit Rücksicht auf diesen Umstand ist eine zu weit gehende rechnerische Feinheit hier um so weniger am Platze. Eine eingehende Ermittelung des Einflusses dieser Eckverstärkungen des Wandquerschnittes bringt A. Ritter in seinem Aufsatz „Zur Berechnung von Silozellen" in Armierter Beton 1913, S. 21 bis 24, sowie in seiner Dissertation „Beitrag zur Berechnung rechteckiger Silozellen in Eisenbeton". Für Entwurfszwecke zu beachten ist ferner die Abhandlung von K. Arnstein, „Zur Dimensionierung einreihiger Silozellen" in Armierter Beton 1913, S. 120—133, mit Momententabelle für einreihige Silozellen bei konstantem und veränderlichem Trägheitsmoment.

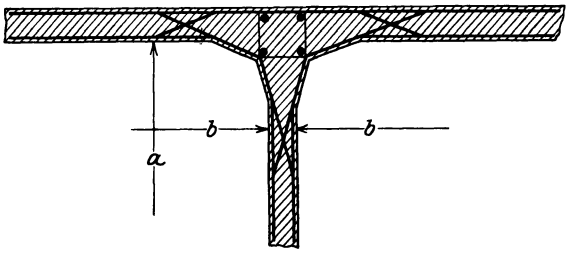


Abb. 444. Voutenausbildung in der Ecke eines Zellensilos.

Die allgemein üblichen Näherungsrechnungen beschäftigen sich nur mit dem Spannungszustand in den Wänden einer isoliert gedachten Zelle. Dabei werden Wandstärke und Trägheitsmoment des Querschnittes als konstant angenommen, ferner wird ein nahezu quadratischer Grundriß vorausgesetzt. Der Einfluß einiger wichtiger Abweichungen von diesen Annahmen ist in Arbeiten von Ritter, Marcus, Arnstein u. a. verfolgt worden[1]).

In einer zahlenmäßigen Vergleichsrechnung stellt Probst in seinen „Vorlesungen", II. Bd., S. 230ff. die auftretenden Spannungsunterschiede bei den einzelnen schärferen Methoden gegenüber der einfachsten Annäherungsrechnung zusammen. Das Endergebnis ist die Erkenntnis, daß bei nahezu quadratischem Grundriß die Berechnung der Wände ohne Bedenken auf Grund der Annahme einer unabhängigen Einzelzelle mit gleich starken Wänden erfolgen darf. Bei stark rechteckigem Zellengrundriß kann eine genaue Berechnung u. U. eine Ersparnis an Material ergeben.

b) Typische Bauformen.

Bei der Beschreibung der Gesamtanordnung der Ingenieurhochbauten im vorstehenden Abschnitt ist in jedem Einzelfalle darauf hingewiesen worden, daß die Analyse des Aufbaues eine Reihe von typischen Bauformen ergibt, die bei allen Bauwerken vorkommen. Sie werden durch die zusammenfassenden Begriffe: Wand, Decke und Dach, Stütze, Rahmen, Fundament und Treppe gekennzeichnet.

Bei der Mehrzahl der Bauaufgaben wird es zulässig sein, die räumliche Spannungsverteilung im Sinne der Vereinfachung verwickelter statischer Pro-

[1]) Ritter: Zur Berechnung von Silozellen. Armierter Beton 1913, H. 1, führt für die Einzelzelle die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes infolge Voutenanschlusses in die Rechnung ein. — Marcus gibt in der Z. Arch. Ing.-Wesen 1911, H. 1 u. 4, eine Methode zur Berücksichtigung des Zusammenhanges der Zellen untereinander an. — Arnstein: Zur Dimensionierung einreihiger Silozellen. Armierter Beton 1913, H. 3, untersucht den Einfluß verschiedener rechteckiger Grundrißformen an einer Dreizellen-Reihe.

bleme zu praktisch brauchbaren und hinreichend zuverlässigen Rechenmethoden außer acht zu lassen. Die Untersuchungen erfolgen dann an stabförmigen Baugliedern, deren Achsen in einer Kraftebene liegen. Die Beziehungen zwischen Spannung und Abmessung bauen sich auf der Wirkung von Längskraft (N), Querkraft (Q) und Biegungsmoment (M) auf. Soweit die Kombinationen von N, Q und M gegenüber der herausgeschälten Einzelwirkung besondere konstruktive Maßnahmen erforderlich machen, sind die resultierenden Wirkungen besonders zu prüfen. Im Abschnitt „Spannung und Abmessung" sind diese Probleme eingehend erörtert. Für die große Mehrzahl der typischen Bauformen sind die statischen Grundlagen also an dieser Stelle zu finden.

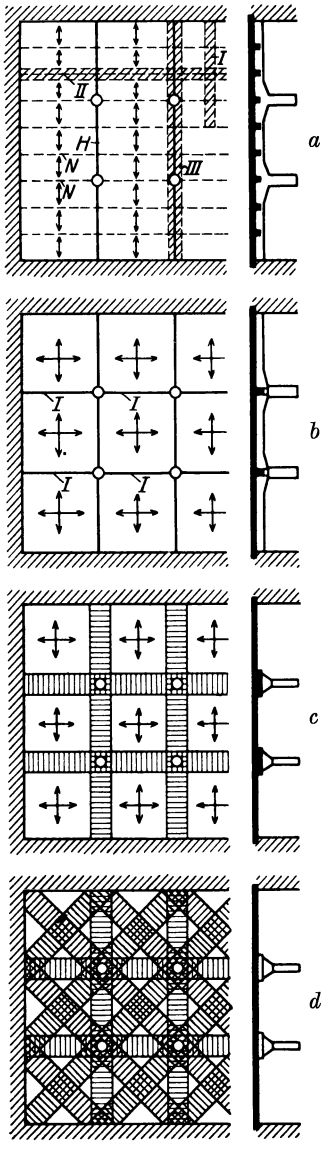


Abb. 445. Deckenlösungen.

Eine besondere Behandlung in der Form einer allgemein kritischen Würdigung der praktischen Brauchbarkeit der statischen Methoden sollen aber die Probleme erfahren, die schwierigerer Natur sind. Hierher gehören aus dem Gebiet der Kraftwirkung in der Ebene der durchlaufende Balken und die Rahmenwerke. Beide sind Konstruktionsglieder des Brückenbaues und des Ingenieurhochbaues. Da der durchlaufende Balken für den Brückenbau im Sinne schärferer Durcharbeitung größere Bedeutung hat, so ist die Besprechung in den Abschnitt „Brückenbau" S. 357 eingeschaltet. Die Rahmenwerke des Ingenieurhochbaues dagegen zeigen gegenüber den Systemen des Brückenbaues eine organische Gesetzmäßigkeit der Trägheitsmomente, die die Zuverlässigkeit von Rechnungen auf Grund elastischer Formänderungswerte ganz erheblich verbessert. Die Behandlung der statischen Grundlagen der Rahmen ist daher in diesen Abschnitt eingeordnet.

Als weitere statische Aufgaben von besonderem Interesse, die nicht mehr mit der Annahme der Kraftwirkung in einer Ebene zu lösen sind, werden die plattenförmigen Decken, soweit sie praktische Bedeutung haben, insbesondere die sog. „Pilzdecken", besprochen werden.

Die technische Ausbildung der typischen und besonderen Bauformen wird in einem dem Rahmen des Buches angepaßten Umfange an geeigneter Stelle zur Erörterung kommen.

1. Decken.

A. Statische Grundlagen.

Der Plan der Darstellung ist nicht die Entwicklung von Gleichungen und Vorführung von Rechnungsbeispielen. Die Praxis wird statische Untersuchungen schon im Hinblick auf die Erleichterung behördlicher Genehmigung ihrer Entwürfe soweit als möglich den in den Vorschriften gebotenen Richtlinien anpassen. Handelt es sich um wichtige Bauaufgaben, für die eine eingehende

Berechnung von den Vorschriften gefordert wird oder bei denen der Entwerfende sie als notwendig empfindet oder schließlich von ihr wirtschaftliche Vorteile erwartet, so stehen die reichlich gegebenen Quellen zur Verfügung. Die Darlegungen sollen in erster Linie dem Leser den systematischen Aufbau von Rechnung und Konstruktion aufzeigen und zu kritischer Abwägung der meist zahlreich vorhandenen Lösungs- und Voraussetzungsmöglichkeiten gegeneinander anregen.

I. Systematische Einteilung der Decken. Die massive Decke, die einen Raum nach oben abschließt, ist mit einer unbedeutenden Ausnahme, der sog. „eisenlosen Decke", nur ausführbar durch die Kombination des steinernen Grundbaustoffes mit dem Eisen. Die moderne Entwicklung des Massivbauwesens, die immer mehr die wirtschaftlichen Momente im Wettbewerbskampf

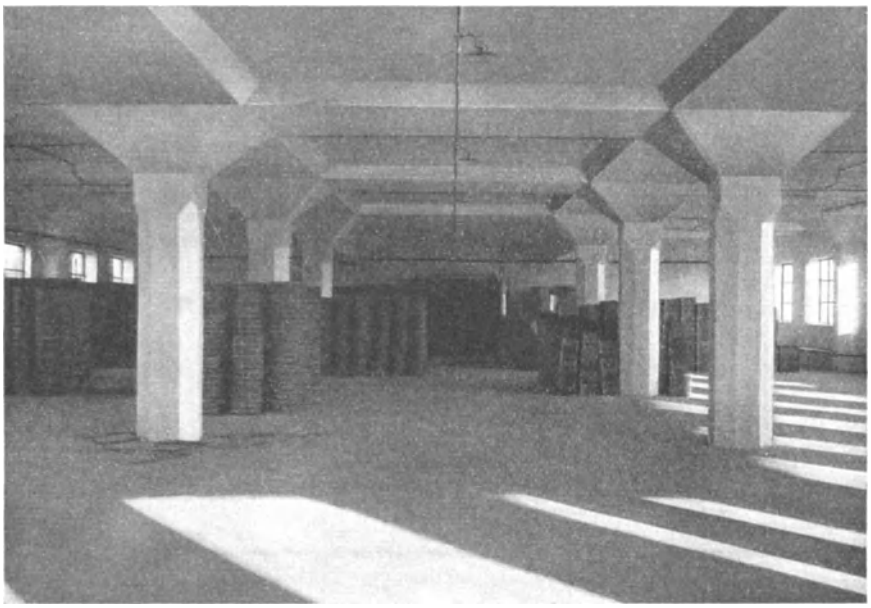


Abb. 446. Pilzdecke in einem Lagerhaus.

mit Holz und Eisen betonen muß, sucht die Einfachheit der Form. Die äußerste Folgerichtigkeit in diesem Bestreben ist die Herstellung einer plattenförmigen Decke, die oben und unten eben begrenzt ist. Solange die Abmessungen gering sind, so daß Zwischenstützungen fehlen und nur Randlagerung besteht, ist die Wirtschaftlichkeit der Platte wohl begreiflich. Fallen diese Voraussetzungen fort, so ist der Weg, der gedanklich — nicht in historischem Sinne — von den Konstruktionsgesetzen der üblichen Rippenbalkendecke zur modernen Pilzdecke, der Vertreterin der Einfachheit der Form, am besten an der Skizzenreihe der Abb. 445 zu verfolgen, die eine Decke größerer Abmessungen darstellt. Gegeben sind die raumabschließende Platte und die vom Bauprogramm festgelegten Stützpunkte.

Lösung *a*. Die Unterzüge, in vollkommener Ausbildung als hochkant Balken, sind netzartig nach Haupt- und Nebenträgern abgestuft. Die Platte erhält nur in einer Richtung tragende Bewehrung. Die Rechnung erstreckt sich auf den Einheitsstreifen I nach dem System des durchlaufenden Balkens.

Auch Nebenträger N und Hauptträger H werden als Einzelbalken mit der Rechnungsbreite II und III behandelt.

Lösung *b*. Die Nebenträger haben sich in wenige, den Hauptträgern gleichberechtigte Träger I konzentriert. Die Folge dieser Vereinfachung ist die Notwendigkeit der Bewehrung nach zwei Richtungen, der „kreuzweisen Bewehrung" der Platte.

Lösung *c*. Die Hauptträger verlieren den Charakter des hochkant Balkens und gehen in breite Plattenstreifen über. Sie treten zunächst noch an der

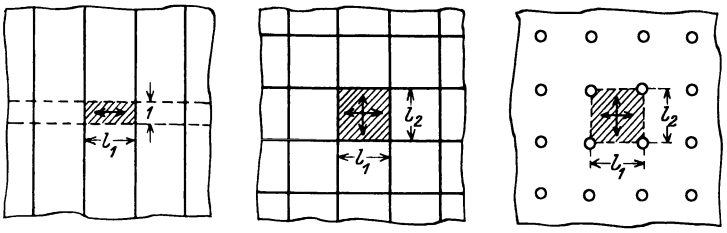


Abb. 447. Plattenarten.

Unterseite der Decke hervor, wie Abb. 446, S. 431 zeigt. Schließlich übernimmt die Platte bei ganz ebener Untersicht die Funktion der Hauptträger in dem sogenannten „Zweibahnsystem".

Lösung *d*. Die bei Lösung *c* mit ebener Untersicht noch vorhandene Trennung in primäre Tragwerksteile (Plattenstreifen) und sekundäre Deckenteile (Platte) fällt ganz fort. Die Decke wird ein Netzwerk von gleichberechtigten Plattenstreifen mit der Benennung „Vierbahnsystem".

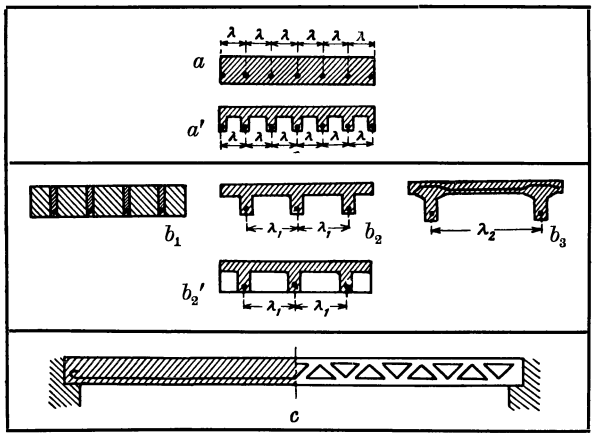


Abb. 448. Plattenformen.

In Anlehnung an die in Abb. 447 dargestellte systematische Gliederung und in Übereinstimmung mit der Disposition im § 17 der Bestimmungen 1925 wird für die Erläuterung der statischen Grundlagen die Trennung nach

Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung,
Kreuzweisbewehrten Platten,
Pilzdecken

gewählt.

II. Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung. Die Entwicklung der Plattenstruktur und die Kennzeichnung durch die gebräuchlichen Benennungen der Deckenarten ist durch die hierunter angegebene und in Abb. 448 veranschaulichte Betrachtung erläutert.

Abb. *a*. Die Grundform bildet die volle Eisenbetonplatte. Statisch nicht wirksame Teile im Querschnitt und Längsschnitt bedeuten tote Last, die nur selten, z. B. bei Fabrikbauten mit starken Erschütterungen oder bei Festungsbauten erwünscht, meistens sehr lästig ist. Das Streben, zunächst im Querschnitt die unwirksamen Teile zu beseitigen, führt zu Lösung *a'*. Eine

Rippenplatte, deren Rippen so eng stehen, daß sie die Eisenverteilung der vollen Platte beibehalten, ist technisch und wirtschaftlich verfehlt. Beton eignet sich nicht für diese Bauform, da er Schalung braucht, die hier sehr teuer wird. Also ist entweder ein anderer massiver Baustoff zu wählen oder es sind bessere Schalungsbedingungen zu schaffen.

Abb. b_1. Der Beton wird in der „Steineisendecke" durch Mauerziegel oder Formsteine ersetzt, die die Druckspannungen aufnehmen. Die sog. „Eisenlosen Steindecken" sind mit dieser Bauart verwandt (Abb. 450, S. 434).

Nachdem der Schritt von a nach a' getan war, mußte, um bessere Schalungsmöglichkeit zu schaffen, das Bestreben auftreten, über das bei der vollen Deckenplatte konstruktiv gesunde Maß λ hinauszugehen.

Abb. b_2. Der Abstand wird so weit auf λ_1 vergrößert, als es ohne wesentliche Änderung der Bauhöhe der Decke und Druckplatte möglich ist. Der Vergrößerung sind folgende obere Grenzen gesetzt:

Die Bauhöhe soll nicht wesentlich geändert werden, also muß $\lambda \leqq$ Breite b sein, die statisch als wirksame Druckplattenbreite eingesetzt werden darf.

Die Druckplatte muß sich auf die Länge λ_1 so, wie sie ist, frei tragen, wenn sie nicht verstärkt oder bewehrt werden soll. Für diese Gruppe der „Rippenhohldecken" ist die Normalisierung der Schalung Bedingung für die Wettbewerbsfähigkeit. Ebene Untersicht kann durch Putzdecke erzielt werden.

Abb. b_2'. Eine bessere Lösung stellt die „Hohlsteindecke" dar, die die Frage der Schalung und der ebenen Untersicht gemeinsam löst.

Statisch sind die Lösungen b_2 und b_2' gleichwertig.

Abb. b_3. Die weitere Vergrößerung von λ auf λ_2 verlangt eine besondere Bewehrung der Druckplatte. Dadurch entsteht die „Rippenplatte", die als Decke mit ebener Untersicht nicht mehr in Frage kommt.

Abb. c. Von der Grundform a ausgehend, ergeben sich durch Beseitigung der im Längsschnitt wenig wirksamen Teile oder durch statisch wirksamere Gruppierung des Materials eine Reihe von Deckenformen, die meist aus dicht an dicht zu verlegenden, fabrikmäßig hergestellten Balken bestehen und unter dem Sammelnamen „Balkendecken" zusammengefaßt werden können. Als typischer Vertreter sei der Visintinibalken aufgeführt. Alle die Balkendecken, die keine Querauflösung zeigen, sind als Sonderformen der Decken zu werten.

Die statischen Grundlagen der einzelnen Deckenformen sind:

a) Eisenbetondecke. Maßgebend für die statische Berechnung sind die Bestimmungen 1925, § 17, Ziffer 2 bis 7 betr. „Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung". Da die Deckenstärke im Gegensatz zu den aufgelösten Bauformen das Eigengewicht stark beeinflußt, wird eine Verfeinerung der Rechnung durch Berücksichtigung der Kontinuitätswirkung hier besonderen wirtschaftlichen Vorteil bringen. Auf Benutzung von Tabellenwerken, die auf S. 359 ff. beschrieben sind, wird hingewiesen.

b) Steineisendecke. Der Begriff „Steineisendecke" ist durch die Bestimmungen 1925 gegen die unter c) behandelten „Hohlsteindecken" scharf abgegrenzt. Als „Steineisendecken" gelten Decken, deren Überbeton nicht mehr als 5 cm Stärke besitzt. Eine zur Erhöhung der Tragfähigkeit aufgebrachte Betonschicht, die bis zu einer Höhe von 3 cm nicht in Rechnung gestellt, bei einer Höhe von 3 bis 5 cm mit 35 kg/cm² beansprucht werden darf, ist für die Auffassung der Wirkungsweise von untergeordneter Bedeutung. Wirksam ist hier der Steinquerschnitt, dessen Druckzone durch eine Überbetonschicht vergrößert werden kann. Bei der „Hohlsteindecke" ist die Überbetonschicht die Druckzone des Eisenbetonplattenbalkens, während die

Steine lediglich als Füllkörper dienen. Abb. 449 veranschaulicht diesen Unterschied in der Wirksamkeit der Steine durch Schraffur der Flächen, die theoretisch am Kräftespiel beteiligt sind.

In gewissem Sinne verwandt und in einem besonderen Abschnitt derselben Bestimmungen behandelt sind die „Eisenlosen Steindecken". Die statische Berechtigung dieser nicht nennenswert biegungsfesten Konstruktion beruht hauptsächlich auf der Bildung einer Gewölbewirkung (Abb. 450).

c) Hohlsteindecke. Auf eine Mitwirkung der Steine wird vollkommen verzichtet. Der lichte Abstand der Rippen ist auf 70 cm beschränkt (vgl. § 14, 8 und § 17, 6 der Eisenbetonbestimmungen 1925).

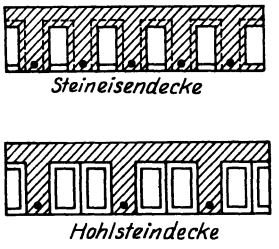


Abb. 449. Statische Bedeutung der Steine.

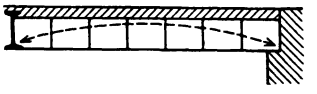


Abb. 450. Eisenlose Steindecke.

III. Kreuzweis bewehrte Platten. Die am Rande gelagerte Platte kann frei aufliegen, eingespannt sein oder über mehrere Felder durchlaufen. Eine scharfe theoretische Untersuchung des Spannungszustandes erfordert erhebliche Rechenarbeit, die in sehr vielen praktischen Fällen in keinem angemessenen Verhältnis zu der wirtschaftlichen Bedeutung ihrer Ergebnisse steht. Eine weitesten Ansprüchen genügende Behandlung des Problems gibt Nádai in seinem Buch „Elastische Platten". Berlin: Julius Springer 1925.

Eine einfache und anschauliche Betrachtung des Grenzfalles der ringsum freigelagerten rechteckigen Platte läßt sich aus Abb. 451 ableiten. Die Mittelstreifen der Platte $l_x \cdot l_y$ müssen die gleiche Durchbiegung $\delta_x = \delta_y$ haben. Die Lastanteile p_x und p_y müssen sich zu p ergänzen: $p = p_x + p_y$. Die Durchbiegung δ ist allgemein: $\delta = \frac{p \cdot l^4}{k \cdot E \cdot I}$; daraus folgt:

$$p_x \cdot l_x^4 = p_y l_y^4$$

und

$$p_x = p \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}; \quad p_y = p \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}.$$

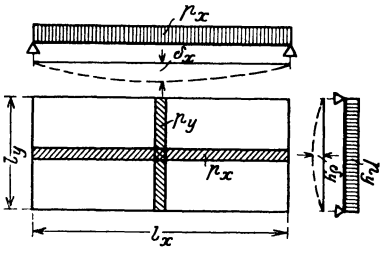


Abb. 451. Kreuzweise bewehrte Platte.

Diese vereinfachte Auffassung ist in den Bestimmungen 1925 § 17 verwertet.

Im Gegensatz zu den Vorschriften 1916 wird für die Ermittlung der Momente M_x und M_y in Berücksichtigung des zweidimensionalen Spannungszustandes das Einsetzen eines Minderungsfaktors ν gestattet. Die Grenzwerte sind hierunter zusammengestellt.

Zusammenstellung 120. Momente kreuzweis bewehrter Platten.

Plattenlagerung	ν	M_x	M_y	Art der Momente
Ringsum frei aufliegend	$1 - \frac{5}{6} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$	$p_x \cdot \frac{l_x^2}{8} \cdot \nu$	$p_y \cdot \frac{l_y^2}{8} \cdot \nu$	Feldmoment
Ringsum eingespannt	$1 - \frac{5}{18} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{l_x^4 + l_y^4}$	$+ p_x \cdot \frac{l_x^2}{24} \cdot \nu$	$+ p_y \cdot \frac{l_y^2}{24} \cdot \nu$	Feldmoment
„	$\frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$	$- p \cdot \frac{l_x^2}{12} \cdot \nu$	$- p \cdot \frac{l_y^2}{12} \cdot \nu$	Einspannungsmoment

Voraussetzung ist gleichförmig verteilte Belastung und $l_x < 2\,l_y$. Sind die Ecken der Platte gegen Abheben nicht gesichert, so ist in den Formeln für die Feldmomente $\nu = 1$ zu setzen.

IV. Pilzdecken. Die Grundlage der Berechnung trägerloser Decken ist die Lösung der allgemeinen Aufgabe, den Spannungszustand einer punktförmig unterstützten ebenen Platte von unendlicher Ausdehnung anzugeben. Den Ausgangspunkt bildet die Formänderung, die Verbiegungsfläche dieser Platte unter einer gegebenen Belastung.

Um ein anschauliches Bild von der Wirkungsweise einer solchen „Platte" im Gegensatz zu der sonst üblichen Auflösung der Platte in „Streifen" zu geben, ist in Abb. 452 der Formänderungszustand des Mittelfeldes einer trägerlosen Decke bei gleichmäßiger Belastung durch die Schichtlinien der Biegungsfläche dargestellt.

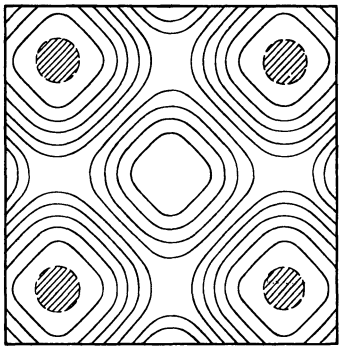


Abb. 452. Schichtlinien der Biegungsfläche.

Die mathematisch-theoretische Lösung dieser Aufgabe kann hier nicht behandelt werden. Das Hinzutreten der Bedingung endlicher Ausdehnung, verschiedener Auflagerung des Plattenrandes und Ersatz der punktförmigen Stützung durch die technisch bedingte flächenhafte Lagerung und starre Verbindung von Platte und Stütze macht die Grundlagen stetig verwickelter, bis die Aufgabe, die praktisch wirklich vorliegt, restlos gelöst werden kann. Die grundlegenden Werke, die dieses Problem behandeln, stammen von Lewe[1]), Marcus[2]) und Nádai[3]).

Nádai bringt ein ausführliches Literaturverzeichnis und geschichtliche Bemerkungen zur Theorie der Platte.

Wie weit sich der Ingenieur in diese Probleme vertiefen und bis zu welcher Grenze er die Rechnungsergebnisse für die praktische Bauausführung im einzelnen verwerten will, kann er nur selbst auf Grund seines Verantwortungsgefühls entscheiden. Die Tatsache, daß das Betongefüge keine ideal homogene Struktur hat, sollte ihn davor warnen, in einer verfeinerten Berechnung auch stets eine höhere Sicherheit zu sehen.

Auf Veranlassung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hat Marcus[4]) ein Näherungsverfahren ausgearbeitet, dessen wichtigste Ergebnisse in den neuen Eisenbetonbestimmungen 1925 Aufnahme gefunden haben.

Wegen weiterer älterer Näherungsverfahren sei auf Hruban[5]) und die oft zum Vergleich herangezogenen amerikanischen Vorschriften[6]) verwiesen,

Dem dringenden Wunsche der Praxis nach einer einfachen Rechenmethode für die Untersuchung der Pilzdecken haben die Bestimmungen 1925 in § 14, 4 und § 17, 9 Rechnung getragen. Wenn keine genaue Untersuchung nach der Plattentheorie durchgeführt wird, so dürfen die folgenden Annäherungsannahmen zugrunde gelegt werden:

---

[1]) Lewe: Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems. Berlin: Selbstverlag des Verfassers 1922.

[2]) Marcus: Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten. Berlin: Julius Springer 1924.

[3]) Nádai: Elastische Platten. Berlin: Julius Springer 1925.

[4]) Marcus: Die vereinfachte Bewehrung biegsamer Platten. Berlin: Julius Springer 1925. Bauing. 1924, H. 20/21.

[5]) Hruban: Zur Berechnung der Pilzdecke. Beton Eisen 1921, S. 187.

[6]) Probst: Vorlesungen über Eisenbeton, Bd. 2, Anhang.

Die trägerlosen Decken können durch zwei sich kreuzende Scharen von Längs- und Querbalken ersetzt werden, die als durchlaufende Balken mit elastisch eingespannten Stützen oder als Stockwerkrahmen ebenso zu behandeln sind, als ob sie in der querlaufenden Stützenflucht auf einer stetigen Unterlage aufruhten. Dabei braucht für die Momentenermittlung dieser „stellvertretenden Rahmen" nur der Biegungswiderstand der Stützen des unmittelbar anschließenden oberen und unteren Stockwerkes berücksichtigt zu werden. Die Riegel dieser Rahmen haben die Stützweite l_x bzw. l_y, die Querschnittsbreite l_y bzw. l_x und als Querschnittshöhe die Deckenstärke d. Sie sind in jeder Richtung für die volle und ungünstigste Belastung zu berechnen.

Die tatsächlich bestehende Unstetigkeit in der Stützung des Riegels wird dann bei der Spannungsermittlung dadurch berücksichtigt, daß der Riegel von der Gesamtbreite l zerlegt wird in

1 Feldstreifen in Feldmitte von der Breite $l/2$ und
2 Gurtstreifen neben den Stützen von je $l/4$ Breite,

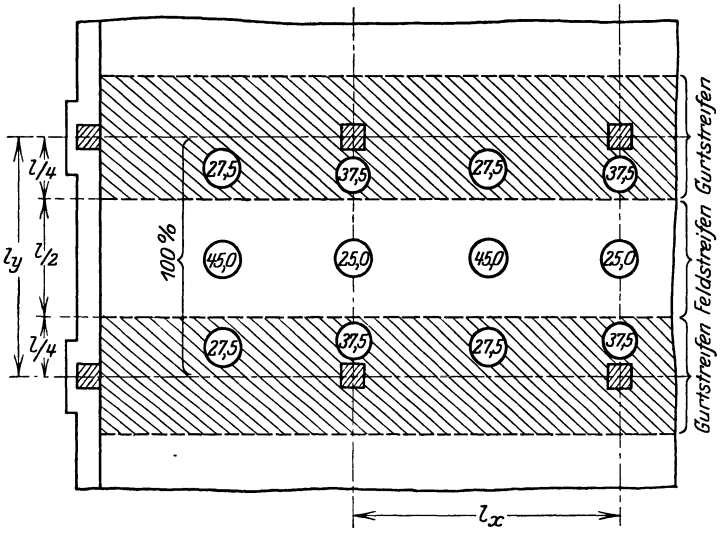


Abb. 453. Näherungsberechnung der Pilzdecke.

und daß für diese Feld- und Gurtstreifen bestimmte Prozentsätze der Gesamtmomente des stellvertretenden Rahmens in Ansatz gebracht werden, wie es in Abb. 453 eingetragen ist.

Über die Mindestabmessungen sagen die Bestimmungen folgendes:

Um die biegungsfeste Verbindung von Platte und Säule zu ermöglichen, soll die Achsenlänge des Säulenquerschnittes nicht kleiner sein als $^1/_{20}$ der in gleicher Richtung gemessenen Stützweite l, mindestens aber 30 cm, wobei l von Säulenmitte zu Säulenmitte gemessen wird, und auch nicht kleiner als $^1/_{15}$ der Stockwerkshöhe. Bei Decken ohne Verstärkung muß die Achsenlänge des Säulenkopfes, an der Unterkante der Deckenplatte gemessen, mindestens $^2/_9$ l betragen. Für Decken mit Verstärkung gelten die Maße der Abb. 454. Die Teile des Säulenkopfes, die unterhalb einer Neigung von 45° gegen die Wagerechte liegen, dürfen zur Spannungsübertragung nicht herangezogen werden und gelten beim Spannungsnachweis als nicht vorhanden.

Die Plattendicke darf nicht kleiner als 15 cm sein und auch nicht kleiner als $^1/_{32}$ der größeren der beiden Stützweiten für Decken bzw. $^1/_{40}$ für Dächer.

Genau so, wie es bei den durchlaufenden Balken der Fall ist, geben die Bestimmungen einfache Momentenwerte zahlenmäßig an, die in allen nor-

malen Fällen — wenn nämlich „die Stützenabstände in allen Feldern einer Reihe gleich oder nur so weit ungleich sind, daß der kleinste noch mindestens 0,8 des größten ist“ — unmittelbar benutzt werden können. Diese

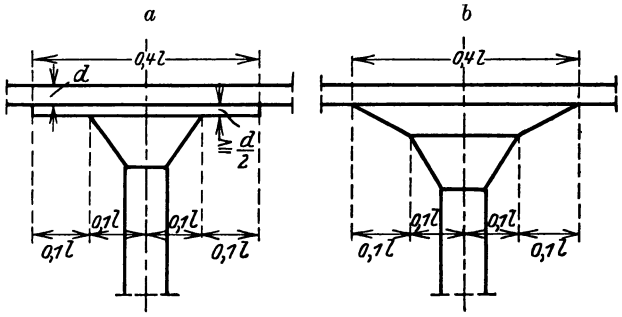


Abb. 454. Stützkopfausbildung.

Momentenwerte sind in Abb. 455 übersichtlich eingetragen. Sie gelten für die Querschnittsbreite 1.

Ermäßigungen um 20 % treten in den Außenfeldern ein, wenn die Randstützen biegungsfest an die Decken angeschlossen und durchgehende Stürze

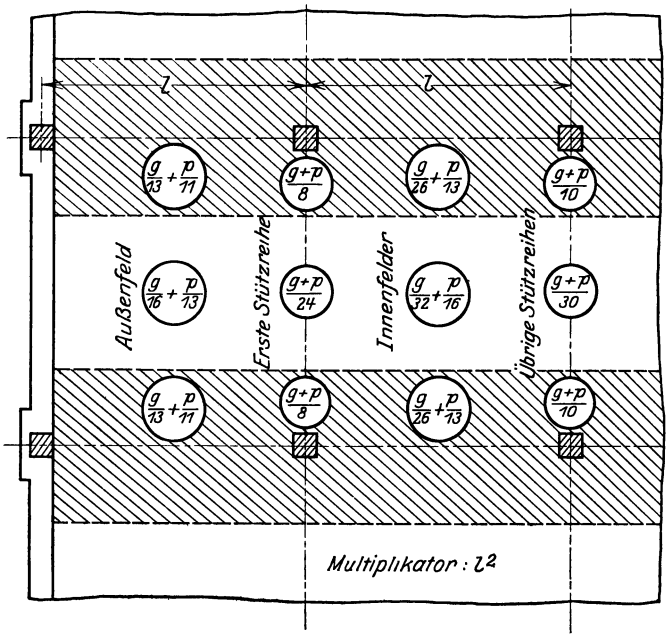


Abb. 455. Momentenwerte für Pilzdecken.

angeordnet werden. Eine Vermehrung aller positiven Momente in der Platte um 25 % wird gefordert, wenn die in Abb. 454 angegebene Verstärkung der Deckenplatte um $d/2$ nicht ausgeführt wird. In den Randfeldern darf für den zur Auflagerlinie parallel laufenden Feldstreifen der Wert $\frac{3}{4} M_F$ und für den unmittelbar am Rand angrenzenden Gurtstreifen der Wert $\frac{1}{2} M_G$ der Querschnittsbemessung zugrunde gelegt werden, wobei M_F bzw. M_G die für normale Innenfelder gültigen Biegungsmomente der Feld- bzw. Gurtstreifen bedeuten.

Die am oberen Ende der unteren und am unteren Ende der oberen Säulen aufzunehmenden Biegungsmomente (Abb. 456) sind nach den Formeln

$$\begin{cases} M_u = \mp P \cdot \dfrac{l}{12} \cdot \dfrac{c_u}{c_o + 1 + c_u} \\ M_o = \pm P \cdot \dfrac{l}{12} \cdot \dfrac{c_o}{c_o + 1 + c_u} \end{cases}$$

zu ermitteln. Hierbei ist P die gesamte Verkehrslast eines Feldes mit den Seitenlängen l_x und l_y,

$$c_o = \frac{l}{h_o} \cdot \frac{J_o}{J_d},$$

$$c_u = \frac{l}{h_u} \cdot \frac{J_u}{J_d},$$

J_d: das Trägheitsmoment der Decke, bezogen auf die Feldbreite,
J_u: das Trägheitsmoment der unteren Säule,
J_o: das Trägheitsmoment der oberen Säule,
h_o: die Höhe der oberen Säule (Stockwerkshöhe),
h_u: die Höhe der unteren Säule (Stockwerkshöhe).

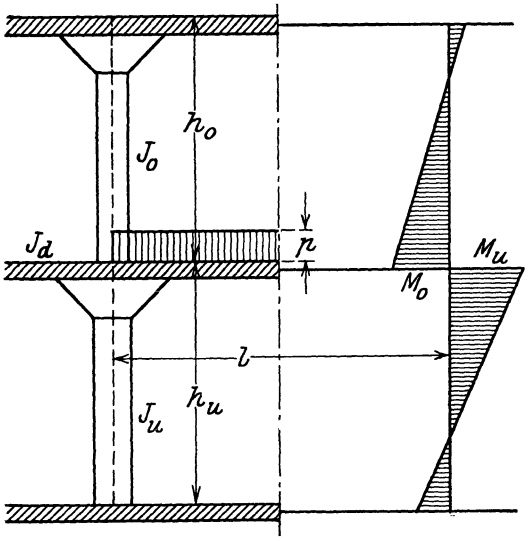


Abb. 456. Momente in den Stützen der Pilzdecke.

Die vorstehenden Formeln gelten auch für Außensäulen, die mit der Decke biegungsfest verbunden sind, wenn P durch $(G + P)$ ersetzt wird, wobei G die gesamte ständige Last eines Feldes mit den Seitenlängen l_x und l_y ist.

B. Bautechnische Durchbildung.

Der Stoff ist nach Maßgabe der im vorigen Abschnitt „Statische Grundlagen" gegebenen Entwicklung eingeteilt. Bei den Platten mit Hauptbewehrung in einer Richtung ist das Gebiet der Steineisen- und Hohlsteindecken dem Umfang nach sehr reichlich bedacht. Der Grund dafür ist in dem Wunsche zu sehen, die Überfülle der Einzelheiten systematisch zu gliedern. Die Bauform spielt auch in der Praxis eine sehr bedeutende Rolle.

Von einer Besprechung technischer Einzelheiten bei kreuzweis bewehrten Platten ist indessen abgesehen. Sie ergeben sich sinngemäß aus der Beachtung des vorher Gesagten. Das nächste Kapitel enthält die Behandlung der Pilzdecken.

I. Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung. a) Eisenbetondecke. Die Konstruktionsgrundsätze haben ihren Niederschlag in § 14, 7 der Bestimmungen gefunden, der insbesondere die „Platten" behandelt. Die Anordnung von Verteilungseisen sollte nicht nur aus konstruktiven Gründen, sondern im vollen Bewußtsein der Vernachlässigung aller senkrecht zur Hauptarmierung auftretenden Spannungen bei der Berechnung stattfinden. Als Sonderform ist die für sehr stark beanspruchte Decken mitunter ausgeführte Eisenbetonplatte mit steifen Eiseneinlagen, die gleichzeitig als Träger für die Schalung dienen können, zu erwähnen.

b) Steineisendecke. Entsprechend der Auffassung von der statischen Wirkungsweise der Steineisendecke sollten die Steine stets sorgfältig im Verband vermauert werden, damit die Drucküberträgung von Stein auf Stein an den Stirnflächen und die Mitwirkung der Seitenflächen der Steine bei der Aufnahme der Schubspannungen gewährleistet ist. Das Entstehen einer Arbeitsfuge an der Übergangsstelle von der Rippe zum Überbeton ist von geringer Bedeutung. Auch beim Betonieren von Rippe und Überbeton in einem Arbeitsvorgang ist der Überbeton in seiner Mitwirkung an der Aufnahme der Druckspannungen fast ganz auf die gute Zusammenwirkung mit der Steinoberfläche angewiesen. Die Steine müssen die erforderliche Druckfestigkeit und genügend Querschnittfläche in den statisch beanspruchten Teilen besitzen. In dieser Beziehung müssen an Steine, die für Steineisendecken verwendet werden sollen, bedeutend schärfere Anforderungen gestellt werden als an Steine, die für „Hohlsteindecken" bestimmt sind. Die Seiten und Oberflächen der Steine müssen einwandfreie Haftung des Rippenmörtels und des Überbetons gewährleisten, wenn auf eine Spannungsübertragung in diesen Flächen gerechnet werden soll.

Für die „Eisenlosen Steindecken" gelten dieselben Grundsätze. Die Ausführung der Schalung mit einem kleinen Stich ist im Hinblick auf die erstrebte Gewölbewirkung erforderlich. Sie sind naturgemäß auf kleinste Spannweiten beschränkt.

c) Hohlsteindecke. Einige Angaben über die bauliche Ausbildung der Hohlsteindecken finden sich in § 14, 8 und 17, 6 der Bestimmungen 1925. Aufmerksamkeit erfordert die Ausbildung der Platte im Bereich negativer Momente. Da die Steine nicht zur Übertragung der Druckspannungen herangezogen werden dürfen, ist hier die Hohlsteindecke durch eine Vollbetonplatte zu ersetzen (Abb. 457). Dies kann aus technischen Gründen (Schwitzwasserbildung, Wärme- und Schalleitung) sehr unerwünscht sein. Dazu kommt, daß wegen der verhältnismäßig großen Plattenstärke der Mehrverbrauch an Beton den Deckenpreis, namentlich bei kleinen Spannweiten, stark beeinflußt. In solchen Fällen ist zu prüfen, ob nicht auf die Wirkung der Kontinuität besser ganz verzichtet wird.

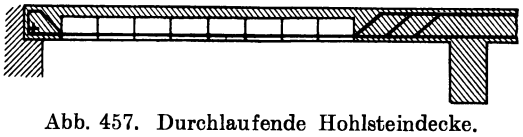


Abb. 457. Durchlaufende Hohlsteindecke.

Die große Zahl von Steinformen, die sich im Handel befinden und dauernd neu erscheinen, soll vom rein technischen Standpunkt aus systematisch besprochen werden.

In statischer Hinsicht interessiert zunächst die Ausbildung des Betonsteges, der zusammen mit der Druckplatte (Überbeton), den statisch allein wirksamen Teil darstellt. Seine Form wird durch die äußere Begrenzung zweier benachbarter Hohlsteine bestimmt. Er soll breit genug sein, um eine sichere Umhüllung der Eisen zu gestatten, andererseits nicht zu stark, da hiermit eine Vermehrung des Eigengewichtes verbunden ist. Schwächung des Steges durch scharfe Unterschneidungen, die oft angeordnet sind, um eine gute mechanische Befestigung der Hohlsteine zu erreichen, darf nicht so weit führen, daß der Steg nicht mehr in der Lage ist, die ihm zufallende Schubkraft aufzunehmen. Abb. 458 zeigt einige Stegformen, die in fortschreitender Reihe diese Forderung immer besser erfüllen.

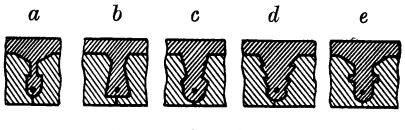


Abb. 458. Unterschneidung des Steges.

Wichtig ist ferner der Übergang vom Steg zur Platte. Scharfe Eckausbildung der Übergangsstelle im Sinne der Abb. 459*a* und 459*b* bedeutet schroffen Spannungswechsel, der vermieden werden sollte. In der Skizzenreihe der Abb. 459 dürfte wohl *d* am besten dem Grundsatz, nur die statisch unwirksamen Teile der vollen Deckenplatte durch Hohlsteine zu ersetzen, entsprechen. Diese Frage ist um so wichtiger, je größer die Druckplattenbreite, je größer also die Rippenteilung ist. Bei kleinen Rippenteilungen wird die Anwendung der Form *b* unbedenklich sein.

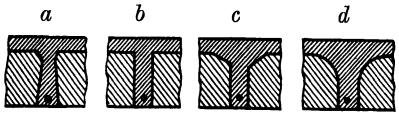


Abb. 459. Übergang vom Steg zur Druckplatte.

Schließlich soll die Steinform nicht die Möglichkeit behindern, über den Auflagern und über Zwischenstützen einen Teil der Eisen aufzubiegen. Schräg liegende, geknickte und sehr scharf unterschnittene Stegformen Abb. 460 lassen Stabaufbiegungen oft nur schwer oder gar nicht zu.

Die Rippen können bei der unverputzten Decke entweder an der Unterseite sichtbar sein (Abb. 461*a*) oder durch tönerne Stegplatten (Abb. 461*b*) oder durch nasenförmige Ansätze an den Hohlsteinen verkleidet werden (Abb. 461*c*). Der damit verbundene Verlust an statisch wirksamer Höhe muß in den Fällen, in denen auf Schallsicherheit, Tropfsicherheit und Vermeidung von Putzstreifenbildung Wert gelegt wird, in den Kauf genommen werden.

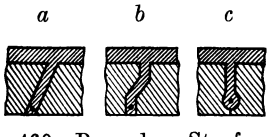


Abb. 460. Besondere Stegformen.

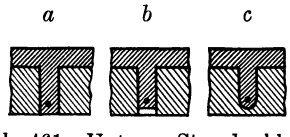


Abb. 461. Unterer Stegabschluß.

Einen besonderen Vorteil bieten die Steinformen mit Ansätzen bei der Bauausführung. Da sie dicht an dicht verlegt werden können, werden sie sich beim Verlegen der Eisen und beim Betonieren nicht wieder verschieben, was bei der Form a leicht vorkommt. Einige Steinformen ohne Ansätze sind insofern vorteilhaft, weil sie flach und hochkant, also für zwei verschiedene Deckenstärken, verwendet werden können.

Zur Beurteilung der Frage, ob die Steine an den Rippen genügend Halt finden und nicht Gefahr besteht, daß sie bei groben Erschütterungen der Decke herausfallen, sind in Skizzenreihe (Abb.462) drei Steine, deren Formgebung sich nur durch die verschiedene Neigung der Seitenflächen unterscheidet, gegenübergestellt. Bei Abb. 462*a* ist offenbar die Gefahr am größten, sie läßt sich aber auch hier, wie Abb. 462*c* zeigt, durch geeignete Ansätze vermeiden, außerdem wird die Struktur der Steinfläche bei der Bewertung herangezogen werden müssen. Ein Stein aus rauhem und porösem Material oder ein Stein, dessen Außenfläche gerippt ist (Abb. 463b), wird besser zwischen den Rippen haften als ein Stein mit glatter und nicht gerippter Oberfläche (Abb. 463a). Die meisten der im Handel befindlichen Hohlsteine genügen dieser Forderung. Die Frage kann aber wichtig werden, wenn Steine für weite Rippenteilung, die entsprechend größeres Gewicht haben, angeboten werden.

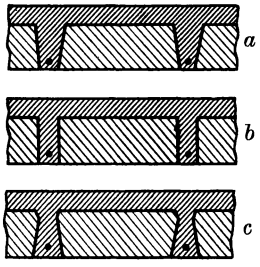


Abb. 462. Haften der Steine durch ihre Form.

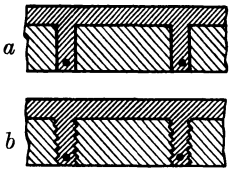


Abb. 463. Haften der Steine durch ihre Oberfläche.

Wenn zwischen den Rippen mehrere Steine untergebracht werden sollen, ist zu prüfen, ob durch besondere Ansätze (Abb. 464*b*) oder durch eine Gewölbewirkung (Abb. 464*c* und 464*d*) ein sicheres Festsitzen der Steine gewährleistet ist. Steinformen nach Abb. 464*a* und *b* werden nur selten geeignet sein, drei Steine zu einer Einheit zusammenzufassen.

Da die Steine bei der „Rippendecke mit ebener Untersicht" keine statische Aufgabe zu erfüllen haben, sondern nur zur Ausfüllung der Hohlräume dienen, muß das Gewicht eines Steines, bezogen auf den von ihm ausgefüllten Raum, möglichst niedrig gehalten werden. In dieser Hinsicht wären also Steine aus leichtem, porösem Material mit verhältnismäßig großem Hohlraumquerschnitt, d. h. möglichst dünnen Wänden, vorzuziehen. Dem steht aber die Schwierigkeit der Herstellung entgegen. Hohlsteine aus porösem Material lassen sich nicht mit gleich dünnen Wänden wie solche aus dichtgefügtem, schwererem Material herstellen. Hier bildet sich also ganz von selbst ein Ausgleich. Große durchgehende Hohlräume sind wegen der dann auftretenden Schallwirkung zu vermeiden.

Dieses Streben nach Gewichtsersparnis darf aber nicht dazu führen, daß den Steinen die Fähigkeit genommen wird, den Beanspruchungen während des Transportes und während des Baues standzuhalten. Bruchverlust und Behinderung des Bauvorganges durch besonders

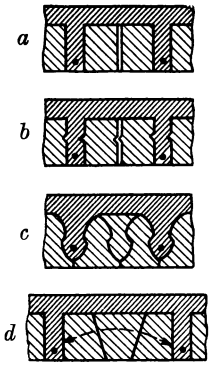


Abb. 464. Mehrere Steine zwischen zwei Rippen.

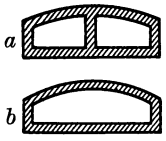


Abb. 465. Hohlraumquerschnitt-Stabilität.

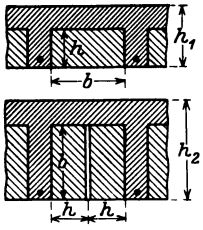


Abb. 466. Verwendung von Steinen in verschiedenen Lagen.

schonende Behandlung der Steine können bei der Selbstkostenermittlung stark ins Gewicht fallen. Daher kann z. B. die Anordnung eines Mittelsteges (Abb. 465*a*) trotz der Gewichtsvermehrung durchaus geboten sein.

Vorteilhaft ist es, wenn eine Steinsorte eine gute Anpassungsfähigkeit an verschiedene Deckenstärken zeigt, sei es, daß die Steinsorte in verschiedener Höhe (Abstufung 2—3 cm) geliefert wird, oder daß sie in zwei verschiedenen Lagen verwendbar ist (Abb. 466). Bei Erfindungen, die dieses Ziel auf anderen

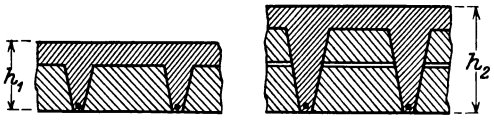


Abb. 467. Verwendung von Aufsatzsteinen.

Wegen zu erreichen suchen (mehrere Einzelteile oder dergl.), ist darauf zu achten, wie weit dieser Vorteil durch Erschwerung der Bauausführung aufgehoben wird. Aufsatzsteine nach Abb. 467 können für große Deckenstärken wirtschaftlich sein. Nicht zum wenigsten ist die Hohlsteinfrage eine Frage nach der passenden Steinhöhe.

Der Arbeitsfortgang wird stark von der Zahl der Steine pro Flächeneinheit beeinflußt. Viele kleine Steine sind lästig, namentlich dann, wenn

das Arbeitsprogramm nicht in der Folge „Steinverlegen“, „Eisenverlegen“, „Betonieren“ durchgeführt werden kann, sondern während des Betonierens noch weitere Steine hinzugefügt werden müssen. Große Steine, die weniger Arbeitsaufwand erfordern, erfüllen aber oft andere der genannten Forderungen, z. B. die Aufnahme von Einzellasten zwischen den Rippen, schlecht.

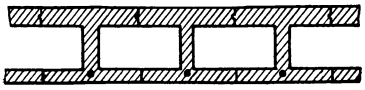


Abb. 468. Balkendecke in I-Form.

So stehen viele Forderungen, die vom technischen Gesichtspunkt aus an einen guten Hohlstein zu stellen sind, miteinander in Widerspruch. Einen Idealstein, der alle diese Forderungen erfüllt, kann es nicht geben. Werden Steinsorten, die grobe Mängel zeigen, bei der Wahl ausgesondert, so trägt die weitere Beurteilung einen vorwiegend wirtschaftlichen Charakter.

Bei der Kostenermittlung ist Vorsicht gegenüber den Angaben in Reklameschriften über Betonbedarf für die Rippen, über Schalungsbedarf, Eigengewichte der Decken, erforderliche Arbeitsstunden usw. geboten.

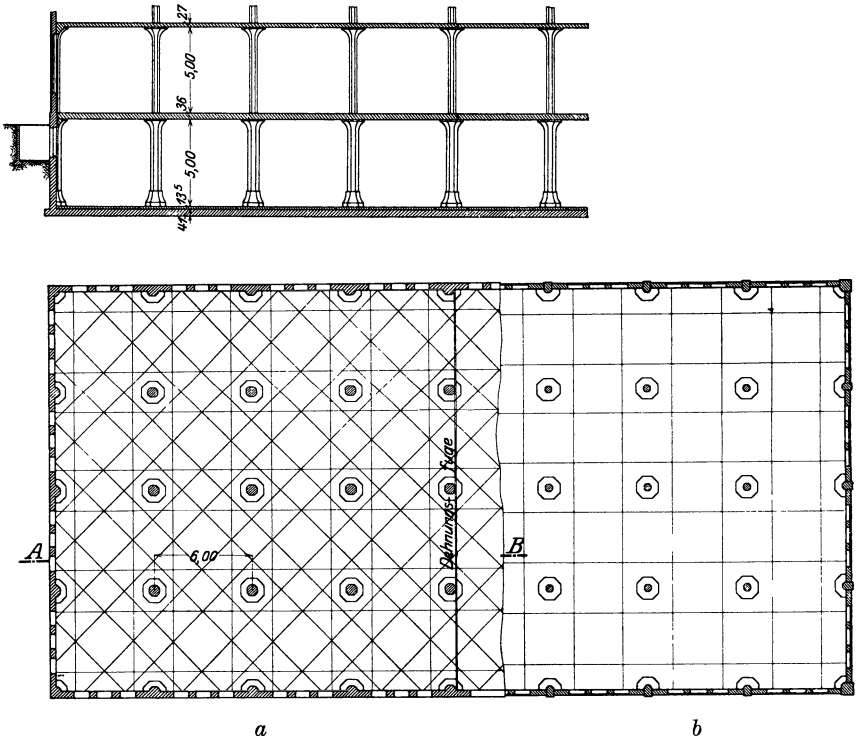


Abb. 469. Trägerlose Decke im Vierwege- und Zweiwegesystem.

In diesen Abschnitt der „Hohlsteindecken“ gehören auch zahlreiche andere Konstruktionen, die an Stelle der Füllkörper aus massivem Baustoff solche aus Rohr, Holz, Blech, Pappe oder dergleichen verwenden, ferner Konstruktionen, die die Decke aus fertig nebeneinander zu verlegenden Balken, die meist den I-Querschnitt als statische Grundlage haben, zusammensetzen (z. B. Abb. 468). Über die Zweckmäßigkeit dieser Verfahren wird sich jeder auf Grund der gegebenen eingehenden Darstellung der Beurteilung von Hohlsteindecken durch sinngemäße Anwendung solcher Erwägungen ein zutreffendes Bild machen können.

II. Pilzdecke. a) Platte. Die Anordnung der Eisen nach dem Vierbahnensystem in 4 Scharen von Längs-, Quer- und Diagonaleisen (Abb. 469*a* u. 470), die sich über der Stütze kreuzen, ist von dem Bestreben geleitet, im äußersten Rahmen der Möglichkeit praktischer Ausführung den Verlauf der Eiseneinlagen den in den verschiedensten Richtungen auftretenden Spannungen anzupassen. Ein theoretisch denkbares Bewehrungssystem, das sich überall dem Verlauf der Spannungen anpaßt, würde das Minimum an Eisenbedarf erfordern. Das gilt streng nur für einen Belastungsfall. Unzweifelhaft stellt das Vierbahnensystem als stärkste praktisch erreichbare Annäherung an diesen

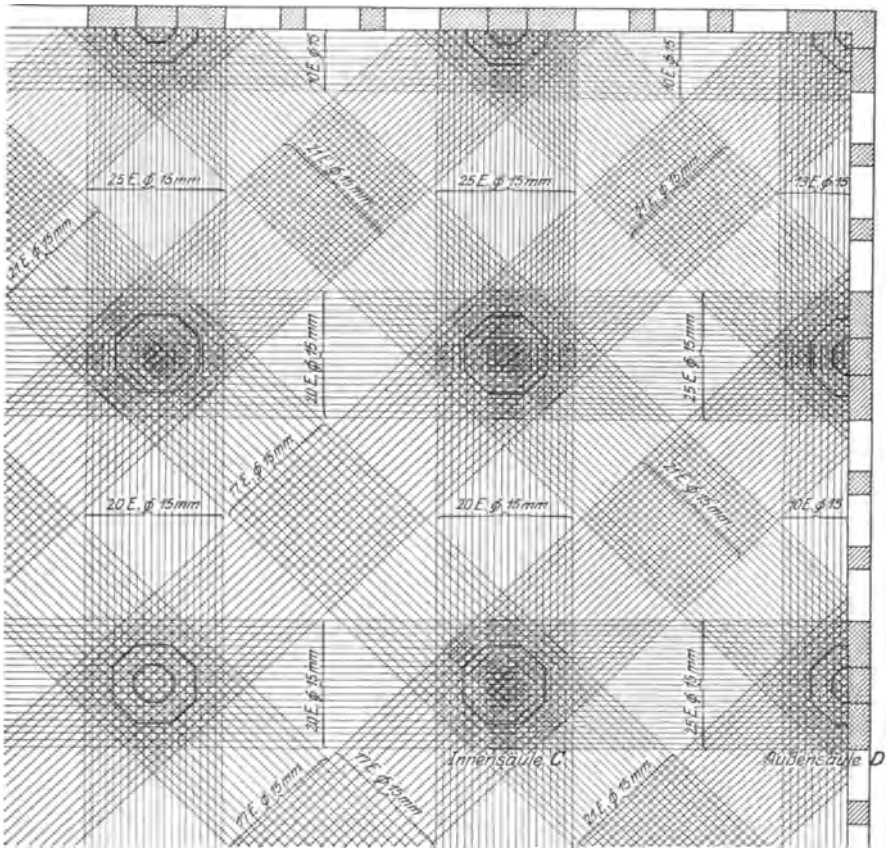


Abb. 470. Vierbahnensystem.

Idealzustand gleichzeitig den höchsten Grad der Verfeinerung in der Struktur der Platte, die in der Rechnung als vollkommen gleichartig vorausgesetzt wird, dar. Die Stoßstellen der Eisen liegen über den Stützen, und zwar abwechselnd entweder für die Gurteisen oder die Diagonaleisen.

Das Zweibahnensystem Abb. 469*b* u. 471 geht von der Auffassung aus, daß zwei sich rechtwinklig kreuzende Scharen von Eisen ausreichen, um an allen Stellen beliebig gerichtete Spannungen aufzunehmen. Hierbei wird unterschieden zwischen den „Gurtstreifen", die die Stützen verbinden und sich rechtwinklig über den Stützen kreuzen, und den „Feldstreifen", die die von den Gurtstreifen freigelassenen Feldteile mit einem rechteckigen Bewehrungsnetz überspannen, ohne jedoch über die Stützen durchzulaufen.

Das Vierbahnensystem hat trotz seiner theoretischen Vorteile schwerwiegende Nachteile. In der Verbindungslinie zweier Stützen ist im Mittelteil keinerlei obere Bewehrung zur Aufnahme der senkrecht zu dieser Verbindungslinie verlaufenden Zugspannungen (negative Momente) vorhanden. Ebenso erhalten die Diagonalzwickel nur Bewehrung in einer Richtung.

Die Anhäufung von Eisen über den Stützen (4 bis 5 Scharen übereinander) ist in mehrfacher Hinsicht bedenklich. Statisch bedeutet sie einen Verlust an wirksamer Höhe für die unteren Lagen. Dadurch wird die aus der weitgehenden Anpassung der Eisen an den Spannungsverlauf erzielte Ersparnis zum Teil wieder aufgehoben. Konstruktiv wirkt ungünstig, daß eine sichere

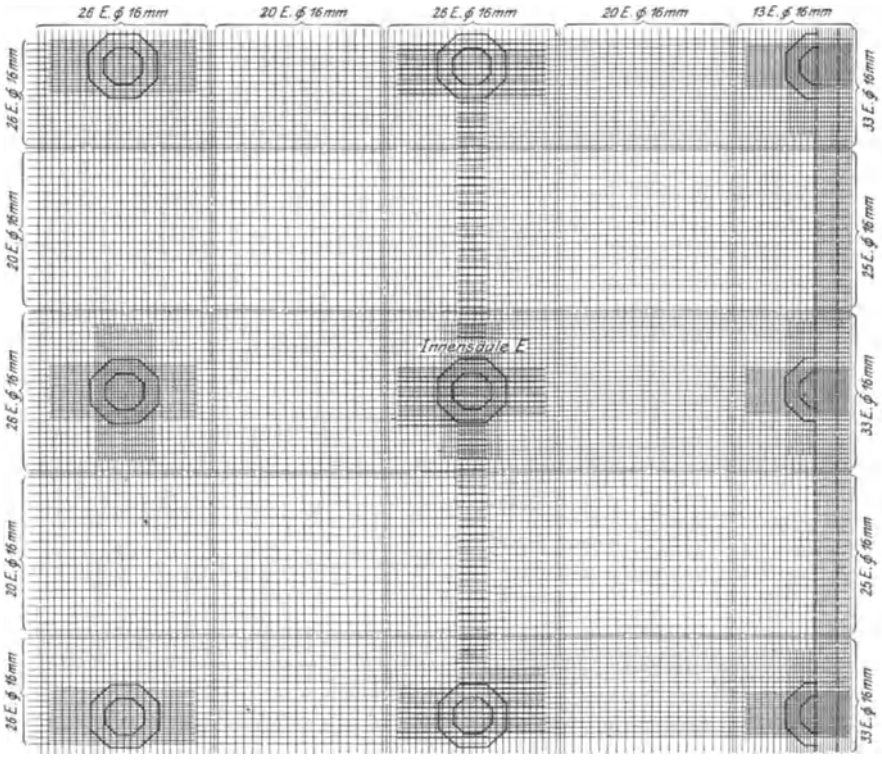


Abb. 471. Zweibahnensystem.

Umhüllung dieser Eisen schwer durchführbar ist. Zudem erscheint es sehr fraglich, ob trotz aller Sorgfalt bei der Ausführung die Eisen ihre statisch richtige Lage behalten. Vom wirtschaftlichen Standpunkt betrachtet, wird die Kompliziertheit der Eisenanordnung sich auch in dem Lohnaufwand für Flecht- und Betonierungsarbeit stark bemerkbar machen.

Diese Nachteile sind bei dem Zweibahnensystem mit seiner klaren Eisenverteilung, die übermäßige Anhäufung von Eisen an einzelnen Stellen vermeidet, nicht zu verzeichnen. Die Flechtarbeit dürfte kaum größeren Lohnanteil erfordern als für eine normale Balkendecke. Hierzu kommt beim Zweibahnensystem die bessere Anpassung der Bewehrungsstärke an die auftretenden Hauptbiegungsmomente. Der Unterschied in der statischen Aufgabe der Gurtstreifen, die die größten Biegungs- und Scherspannungen aufzunehmen haben, und der Feldstreifen, die wesentlich geringeren Beanspruchungen unterliegen,

spiegelt sich in der verschiedenen Bewehrungsstärke dieser beiden Plattenabschnitte wieder.

Eine gute Übersicht über die beiden Systeme bietet das zahlenmäßig durchgeführte Rechnungsbeispiel, das Probst in seinen „Vorlesungen über Eisenbeton", II. Bd. S. 167, behandelt und das in den Abb. 469 bis 471 veranschaulicht ist.

b) Stützkopf. Von besonderer Bedeutung nicht nur für den Spannungswechsel, sondern auch für die absolute Größe der Spannungen ist die Ausbildung des Stützkopfes. Je weicher in der äußeren Form des Stützkopfes der Übergang von der Säule zur Platte ausgebildet ist, um so sanfter wird sich auch der Übergang von den nach allen Richtungen ausstrahlenden Spannungen in der Platte zu der konzentrierten Spannungsansammlung im Säulenschaft vollziehen, ohne daß es an einer Stelle zu einem plötzlichen starken Spannungszuwachs kommt. Die kelchartige Erweiterung des Stützkopfes und die Anordnung einer darüber liegenden, noch weiter ausladenden Grundplatte, die eine Verstärkung des höchst beanspruchten Plattenteiles bedeutet (Abb. 454, S. 437), wirkt infolge der Vergrößerung der Auflagerfläche und der Verkleinerung der freien Spannweite zudem günstig auf die Größe der Scher- und Biegungsspannungen ein. Eine Folge dieses allmählichen, steif ausgebildeten Überganges von der Platte zur Säule ist eine weitgehende Mitwirkung der als Rahmenstiel wirkenden Säule bei dem Ausgleich der Biegungsmomente über den Stützen. Abb. 472, die diesen Teil einer nach dem Zweibahnensystem bewehrten Pilzdecke darstellt, zeigt die starke Bügelbewehrung des Stützkopfes. Eine Anordnung des Stützkopfes derart, daß er mit seiner Diagonale in Richtung der Gurtstreifen liegt, wird besonders zur Entlastung der Platte und der Erzielung einer rahmenartigen Mitwirkung der Säulen dienen, da hierdurch die Gurtstreifen, die die größte Beanspruchung auszuhalten haben, verstärkt werden.

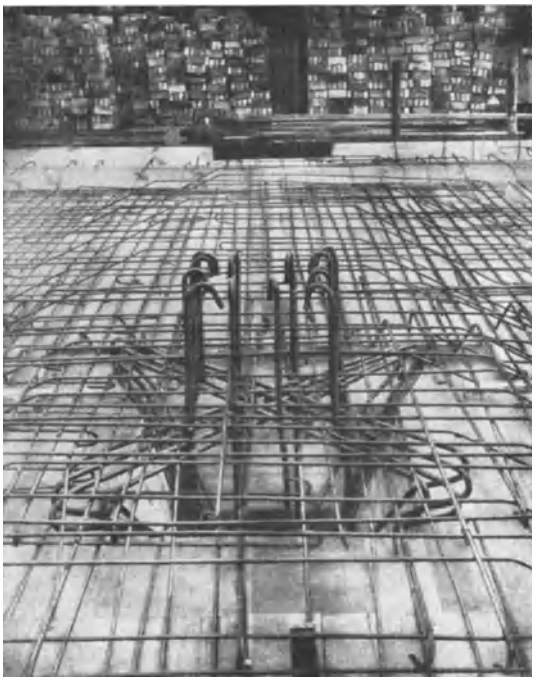


Abb. 472. Decke eines Dachgeschosses, Stützenkopfbewehrung.

Die Stützköpfe sind Konstruktionsteile, die einem mit einer Pilzdecke überdeckten Raum ein besonderes Gepräge geben. Ihre Formgebung sollte daher auch von schönheitlichen Gesichtspunkten geleitet sein, um so mehr, als kein besonderer Aufwand für ihre wirkungsvolle Ausgestaltung erforderlich ist.

In zahlreichen Aufsätzen der letzten Jahrgänge der Fachzeitschriften für das Bauingenieurwesen finden sich wertvolle Anregungen für die konstruktive Ausbildung der Pilzdecken und Angaben über Vorteile und Nachteile in technischer und wirtschaftlicher Beziehung gegenüber den Balkendecken. Auf diese Arbeiten sei hiermit verwiesen.

2. Rahmen (Geradstabwerke).

Die Bezeichnung „Rahmen“ wird im Bauingenieurwesen auf biegungsfeste Geradstabwerke bezogen, bei denen ein Teil der Stäbe unter einem Winkel α, meist dem rechten Winkel, zusammenstoßen. Die Stabverbindung ist im allgemeinen biegungsfest, doch können auch Momentennullpunkte (Gelenke) eingeschaltet werden. Die Erkenntnis, daß der Einfluß der Formänderungen aus Längs- und Querkräften gegenüber der Wirkung der Verdrehung aus Biegungsmomenten sehr gering ist, ermöglicht in der Mehrzahl der üblichen Bauaufgaben die sehr vereinfachende Annahme, daß die Knotenpunkte und Stäbe der Rahmenwerke bei senkrechter Belastung keine Verschiebung erleiden, sondern daß nur die Stäbe in den Endpunkten eine Verdrehung erfahren.

Die Eigenart des massiven Baustoffes „Eisenbeton“ gestattet in vorbildlicher Weise die Herstellung steifer Eckverbindungen. Die zuerst plastische Betonmasse erhärtet zu einem monolithischen Einheitskörper, in dem die Eiseneinlagen mit beliebiger Genauigkeit dem Verlauf der Zugspannungstrajektorien folgen können (s. Abb. 335 S. 355).

Der Einbau von Gelenken ist bis zu einem erheblichen Grade „materialfremd“ (s. Abschnitt: Gelenke und Auflager). Er wird statisch nötig oder wirtschaftlich günstig in Sonderfällen, wenn durch die Festlegung des Einströmungsortes der konzentrierten Kräfte größere Sicherheit in der Beurteilung des Spieles der Kräfte gewonnen wird, oder wenn Rücksichten auf die Art des Baugrundes zu dieser Maßnahme Veranlassung bieten.

Im Ingenieurhochbau überwiegen der Zahl nach die Bauwerkssysteme, bei denen viele Bauglieder miteinander verbunden sind (z. B. Stockwerksrahmen). Die erwünschte größere Sicherheit in der Beurteilung der fein verzweigten Aufnahme und Weiterleitung der anfallenden Kräfte wird durch das Einschalten entsprechend zahlreicher Gelenke praktisch nicht erzielt. Mit wachsender Zahl der Bauglieder und vor allem der Gelenke wächst auch die Größe der in der Rechnung als vernachlässigbar angesehenen Knotenverschiebungen. Für das konstruktive Empfinden ist die hiermit verbundene Abnahme der „Steifigkeit“, dieses wichtigen Vorteils der statisch unbestimmten Systeme, ein bemerkenswerter Nachteil. Die Frage, ob sich durch Berücksichtigung der Kontinuität ein wirtschaftlicher Nutzen herausrechnen läßt, kommt erst in zweiter Linie in Betracht. Wird diese Auffassung als richtig anerkannt, so ist die Folge ein hoher Grad der statischen Unbestimmtheit der Rahmenbauwerke.

Die scharfe Berechnung nach der allgemeinen Theorie wird mit dem Ansteigen der Zahl der X-Werte immer verwickelter und ist für den praktisch tätigen Ingenieur meist zu zeitraubend, wenn sie nach Lage des Sonderfalles überhaupt noch mit der Art der Annahmen in ihrem Genauigkeitsgrade harmoniert. Hinzu kommt, daß die Auftragung von Einflußlinien, die ein Aufsuchen der ungünstigsten Laststellungen ermöglicht, kaum in Frage kommt, und daß auch bei angenommener oder gegebener Laststellung nach Ermittlung der X-Werte erst noch die statischen Werte M, N und Q berechnet werden müssen.

Die Rücksicht auf die Belange der Praxis erfordert daher eine vereinfachende Annäherungsmethode.

Die weiter unten S. 451/452 gegebene Literaturübersicht läßt erkennen, wie zahlreich die Versuche in den letzten zwei Jahrzehnten gewesen sind, brauchbare Lösungsmethoden zu finden. Sie gehen von den verschiedensten Gesichtspunkten aus. Teils werden die besonderen Eigenschaften der auftretenden Gleichungssysteme mathematisch ausgewertet, teils wird durch Abkehr vom Arbeits-

begriff und Benutzung der Formänderungen selbst, nach den gemachten Annahmen also der Drehwinkel, ein Vorteil gesucht, schließlich werden aus der Art des geometrischen Systemaufbaues oder des elastischen Zusammenhanges der Bauglieder Vereinfachungen abgeleitet.

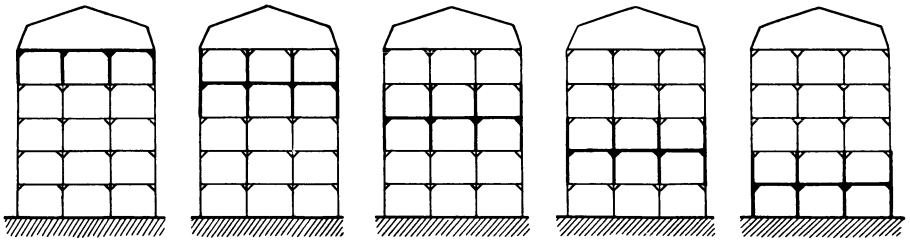


Abb. 473. Auflösung hochgradig unbestimmter Systeme.

Das vielfach übliche Verfahren, für den Rechnungsgang bequem gelegene Gelenkpunkte theoretisch anzunehmen, sie praktisch aber durch monolithische Verbindung zu ersetzen, kann wenig befriedigen. Für einfache Hochbauten ist es als zulässig anzusehen und auch durch die Bestimmungen 1925 § 17, 13 und 16 anerkannt, wobei für den Einfluß der Kontinuität einfachste Schätzungswerte angegeben werden.

Bei höheren Ansprüchen an den Wert der statischen Untersuchung und bei empfindlicheren Bauwerken muß aber ein besserer Weg gesucht werden, der eine gute Mitte zwischen den Extremen übertriebener theoretischer Verfeinerung und grober Annäherung hält.

Theoretisch und versuchstechnisch ist erkannt, daß die Beeinflussung der einzelnen Stäbe untereinander innerhalb der Genauigkeitsgrenzen, die überhaupt erreichbar sind, nicht über die nähere Nachbarschaft hinaus reicht.

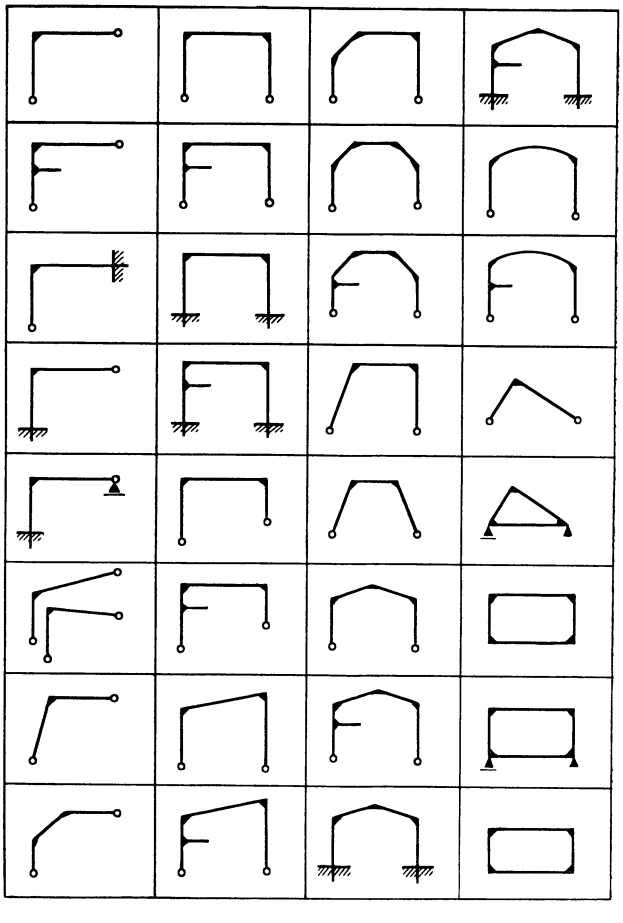


Abb. 474. Rahmenformen nach Kleinlogel.

Schon aus diesem Grunde ist es zwecklos, ein vielstöckiges Gebäude z. B. als einen dutzendfach statisch unbestimmten Stockwerksrahmen zu berechnen,

da der Genauigkeitsgrad nicht mehr zu steigern ist. Wirtschaftlich ungünstig ist außerdem der unnütze Verbrauch geistiger Arbeitskraft bei der ermüdenden mechanischen Durchführung einer an sich sehr empfindlichen Rechnung, besonders im Hinblick auf die stetig wachsenden Fehlerquellen. Diese Arbeitsmenge wäre besser verwendet in kritischen Überlegungen, um eine anschauliche Vorstellung von der Wirkungsweise der Kräfte zu gewinnen.

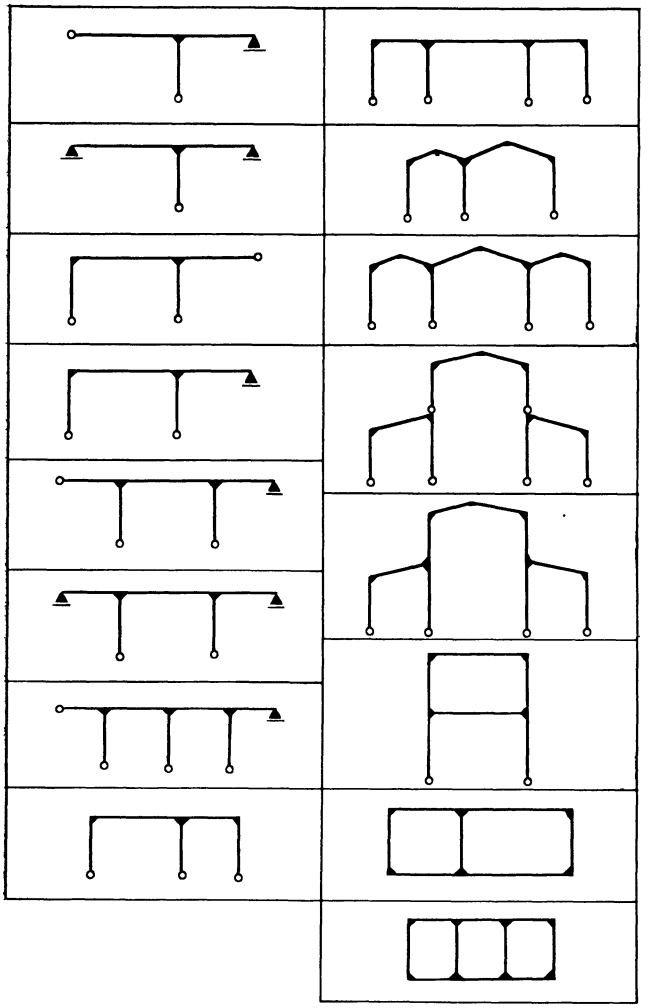


Abb. 475. Mehrstielige Rahmenformen nach Kleinlogel.

Ein sehr verwickeltes Stabsystem kann also mit größerer Sicherheit in eine Reihe einfacher, statisch noch übersehbarer Teilsysteme zerlegt werden, die nach Maßgabe der schematischen Skizzenreihe der Abb. 473, S. 447, sich teilweise überlagernd, die Kraftverteilung schrittweise aufzuklären gestatten. Damit ist die hochverwickelte Aufgabe in eine Reihe sich annähernd wiederholender einfacher Aufgaben aufgelöst, die eine gute kritische Abwägung der gewonnenen Ergebnisse untereinander ermöglicht.

Aber auch die sog. einfachere Aufgabe bietet manchem Ungeübteren noch Schwierigkeiten genug. Sie können mit einem Mindestmaß an eigener geistiger Arbeitsleistung überwunden werden, wenn fertige Formeln vorliegen, in denen nur die Zahlenwerte für die Buchstabengrößen einzusetzen sind.

Ein Hilfsmittel dieser Art bilden die beiden Bücher, die Kleinlogel im Verlag von Ernst & Sohn, Berlin, herausgegeben hat.

Die „Rahmenformeln“, 1925 bereits in fünfter Auflage erschienen, enthalten die in Abb. 474, S. 447, dargestellten Systeme mit einer Öffnung. Das Werk hat, wie die hohe Auflagenziffer beweist, in der Praxis viel Anklang gefunden.

1924 ist ein ganz analog aufgebautes zweites Buch „Mehrstielige Rahmen“ erschienen, das gebrauchsfertige Formeln für die Systeme enthält, die in Abb. 475 zusammengestellt sind. Die Untersuchung der Systeme erstreckt sich auf ruhende Belastung und meist auch veränderliche Last (Einflußlinien) sowie auf Wärmeänderung und Schwinden. Die Voraussetzungen sind die

üblichen: Unverschieblichkeit der Lager, Vernachlässigung der Arbeiten der Längs- und Querkräfte, konstantes E und gleichbleibendes J im Stabgebiet, aber von Stab zu Stab wechselnd.

Der Wert dieser außerordentlich umfangreichen und mit großer Organisationskraft sachlich disponierten Arbeit liegt nach Ansicht des Verfassers einmal in der Erleichterung der rein bureaumäßigen Hilfsarbeiten. Ferner bieten die Formeln eine bequeme Unterlage für die baupolizeiliche Prüfung der Entwürfe. Bei der Arbeitsmethode vieler Baupolizeiämter dürfte die Erlangung des Genehmigungsvermerkes zeitlich durch den Gebrauch der Gleichungen sehr beschleunigt werden können. Schließlich ermöglichen sie eine schnelle Durchführung von Stichproben für eine auf selbständiger Gedankenarbeit beruhende Rechnung.

Andrerseits kann nicht verkannt werden, daß die schematische Anwendung von Formeln, die bei größerer Länge undurchsichtig sind, das plastische Erfassen der Spannungsvorgänge verkümmern läßt. Auch die Gefahr, unbemerkte Druckfehler zu übersehen oder beim Übernehmen der Formeln Schreibfehler zu machen, ist nicht gering zu achten. Die Kontrolle einer Formel, wie sie hierunter beispielsweise angegeben ist, dürfte nicht leicht sein. (Eckmoment für dreistieligen Rahmen mit Fußgelenken bei gleichmäßig verteilter Belastung auf den Riegel.)

$$M_B = -\frac{q \cdot l^2}{4} \cdot \frac{(S_1 - 3 \cdot S_3) - n^2 \cdot k \cdot (3 \cdot S_3 - S_2)}{N},$$

wobei:

$$S_1 = 4 \cdot (k \cdot k_2 + k_2 + 3 \cdot k) + 4 \cdot k_3 (k + 1) + 3 \cdot k^2,$$

$$S_2 = 4 \cdot k_2 \cdot (k + 1) + 9 \cdot k,$$

$$S_3 = k_2 \cdot (k + 1) + 3 \cdot k + k_3,$$

$$k = \frac{J_2}{J^4} \cdot \frac{l_1}{l}, \qquad k_1 = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l}, \qquad k_2 = \frac{J_2}{J_3} \cdot \frac{h}{l}, \qquad k_3 = \frac{J_2}{J_5} \cdot \frac{h}{l};$$

$$n = \frac{l_1}{l},$$

$$N = (k + 1) \cdot [4 \cdot R + 3 \cdot (3\,k + k \cdot k_2 + k_2)] + 3 \cdot k \cdot k_1 \cdot (k + 4) + 3 \cdot k_3 \cdot (4\,k + 1),$$

$$R = k_1 \cdot k_2 + k_2 \cdot k_3 + k_3 \cdot k_1.$$

Von den zahlreichen Arbeiten, die die Berechnung vereinfachter Systeme oder Teilsysteme zum Gegenstand haben, zeichnet sich das bekannte Buch von Gehler: „Der Rahmen", 3. Aufl. 1925, Berlin: Ernst & Sohn, dadurch aus, daß es das ganze Gebiet sehr übersichtlich und systematisch erschöpfend behandelt[1]).

Für die Lösung eines der schwierigsten Probleme, die Berechnung des vielzelligen Stockwerkrahmens, geben die Veröffentlichung von Diem[2]) und der auf gleicher Basis aufbauende Aufsatz von Löser[3]) eine allgemein brauchbare Methode an, die mit einfachen mathematischen Hilfsmitteln und mäßigem Arbeitsumfang auskommt. Sie läßt sich leicht übersichtlich gliedern und auch für bureaumäßige Bearbeitung durch akademisch gebildete Ingenieure gut disponieren.

---

[1]) Für die Bedürfnisse der Praxis wird in dem Buch „Eisenbeton — Rahmen und Gewölbe" von Schlüter (Berlin: Meusser) viel Gutes geboten.

[2]) Diem: Die Berechnung der Geradstabwerke mit unverschieblichen Eckpunkten. Beton Eisen 1924, Heft 1.

[3]) Löser: Berechnung von Stockwerkrahmen für senkrechte Lasten. Bauing. 1925, Heft 19 u. 20.

Der Gang der Rechnung sei nach dem Löserschen Vorschlag kurz skizziert. Für die Einarbeitung wird das Studium des Diemschen Aufsatzes sehr gute Dienste leisten.

Die Grundlagen des Verfahrens sind:

a) Der Einfluß des Laststabes wird auf die unmittelbar anstoßenden Stäbe beschränkt.

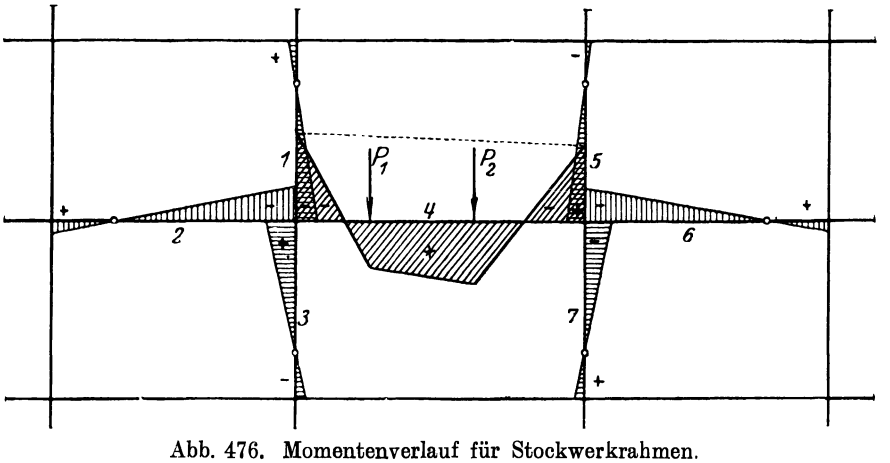


Abb. 476. Momentenverlauf für Stockwerkrahmen.

Abb. 476 zeigt das Einflußgebiet und in maßstäblicher Auftragung das Abnehmen der absoluten Größen der Momente nach den Nachbargebieten hin.

b) Die Auflagerverdrehung τ eines Stabes ist gleich der „Momentenstützkraft" geteilt durch $E \cdot J$.

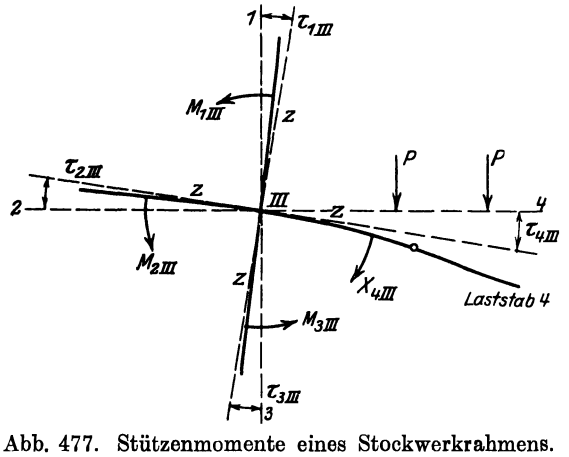


Abb. 477. Stützenmomente eines Stockwerkrahmens.

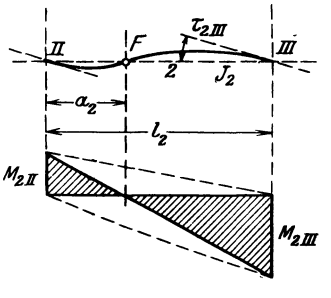


Abb. 478. Verdrehungswinkel eines unbelasteten Anschlußstabes.

Der Begriff „Momentenstützkraft" ist dadurch definiert, daß die Momentenfläche als Stabbelastung eingeführt wird (s. Löser: „Momentenstützkräfte" Armierter Beton 1918).

c) Alle an einen Knoten biegungsfest angeschlossenen Stäbe verdrehen sich daselbst um den gleich großen Winkel τ (Abb. 477).

d) Die Stützenmomente der unbelasteten Anschlußstäbe haben entgegengesetzten Sinn wie das Stützenmoment X des Laststabes (Abb. 477). Die absolut genommene Summe der Stützenmomente M ist gleich X.

Z bedeutet Zugseite des Stabes.

Für den Rechnungsgang sind noch folgende vorbereitende Arbeiten zu leisten:

Bestimmung der Werte $\omega_n = \frac{J_n}{l_n}$ und der als Momenten-Übergangszahlen bezeichneten Werte L.

Sie stellen einen Rechnungshilfswert dar, der die Form: $L = \omega \frac{l - a}{2l - 3a}$ hat und den Einfluß der Verdrehungswinkel der unbelasteten Anschlußstäbe wiedergibt (Abb. 478).

Da die Elastizitätsgleichungen bezüglich der Werte L wenig empfindlich sind, genügt meist eine Schätzung von L. Empfohlen wird:

Säule am Fundament	$L = 0{,}67\ \omega$,
Übrige Säulen	$L = 0{,}60\ \omega$,
Riegel an Randsäulen oben	$L = 0{,}55\ \omega$,
desgl. in folgenden Geschossen	$L = 0{,}57\ \omega$,
Riegel an Innenstützen	$L = 0{,}60\ \omega$.

Für alle Laststäbe getrennt werden nun bestimmt:

Die Momentenstützkräfte $\mathfrak{A}^0$ und $\mathfrak{B}^0$, die in dem Aufsatz für elf verschiedene Belastungsfälle zusammengestellt sind;

die Stützenmomente und Anschlußmomente der unbelasteten Anschlußstäbe nach den gegebenen sehr einfachen Gleichungen.

Schließlich werden dann die Momentengrenzwerte für ungünstigste Laststellung tabellarisch ermittelt.

Diese kurze Schilderung der Rechenmethode möge einen Einblick in die Art der Untersuchung geben; alle Einzelheiten müssen aus dem Aufsatz, der auch ein Zahlenbeispiel bringt, entnommen werden.

Die weitgehende Vervollkommnung der auf großer Erfahrung und umfangreicher wissenschaftlicher Vorarbeit vieler Forscher und Praktiker beruhenden Zergliederung des schwierigen Problems in Einzelaufgaben tritt klar zutage.

Die technische Durchbildung ist mit den Grundgesetzen der Bewehrung von Eisenbetonquerschnitten, wie sie im Abschnitt „Spannung und Abmessung" mitgeteilt sind, ohne besondere Schwierigkeit zu leisten. Die Bewehrung von Rahmenecken und Rahmenknoten ist auf S. 356 erläutert.

Das folgende Literaturverzeichnis führt die wichtigsten Arbeiten über das Thema auf.

Bendixen, A.: „Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen". Berlin: Julius Springer 1914.

Björnstad, E.: „Die Berechnung von Steifrahmen". Berlin: Julius Springer 1909.

Bleich, F.: „Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme nach der Methode des Viermomentensatzes". Berlin: Julius Springer 1918.

Bronneck, H. v.: „Einführung in die Berechnung der im Eisenbetonbau gebräuchlichen biegungsfesten Rahmen", 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1921.

Ehlers, G.: „Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung". Dt. Bauzg. 1924

Fritsche, J.: „Die Berechnung des symmetrischen Stockwerkrahmens mit geneigten und lotrechten Ständern mit Hilfe von Differenzengleichungen". Berlin: Julius Springer 1923.

Funk, P.: „Die linearen Differenzengleichungen und ihre Anwendung in der Theorie der Baukonstruktionen". Berlin: Julius Springer 1920.

Gehler, W.: „Der Rahmen", 3. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.

Glaser, E.: „Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues". Berlin: Julius Springer 1919.

Hertwig, A.: „Die Lösung linearer Gleichungen durch unendliche Reihen" in der Festschrift Müller-Breslau.

Kleinlogel, A.: „Mehrstielige Rahmen". Berlin: W. Ernst & Sohn 1924.
Kleinlogel, A.: „Rahmenformeln". Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.
Kuball, H.: „Zweigelenkrahmen aus Eisenbeton mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes". Berlin: W. Ernst & Sohn 1920.
Lewe, V.: „Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks". Borna: R. Noske 1916.
Nakonz, W.: „Die Berechnung mehrstieliger Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme". Berlin: W. Ernst & Sohn 1924.
Pilgrim, H.: „Berechnung von Rahmenkonstruktionen". Berlin: Julius Springer 1912.
Rossin, R.: „Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen mit besonderer Rücksicht auf Eisenbeton". Berlin: Julius Springer 1914.
Schaechterle, W.: „Beiträge zur Berechnung elastischer Bogen und Rahmen", 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1914.
Straßner, A.: „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke". Bd. I. Der durchlaufende Rahmen, 3. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1925.
Straßner, A.: „Tabellen für die Einflußlinien und die Momente des durchlaufenden Rahmens". Berlin: W. Ernst & Sohn 1922.
Suter, E.: „Die Methode der Festpunkte zur Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen". Berlin: Julius Springer 1923.
Spiegel, G.: „Mehrteilige Rahmen". Berlin: Julius Springer 1920.
Wuczkowski, R.: „Zur Statik der Stockwerkrahmen", 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1912.

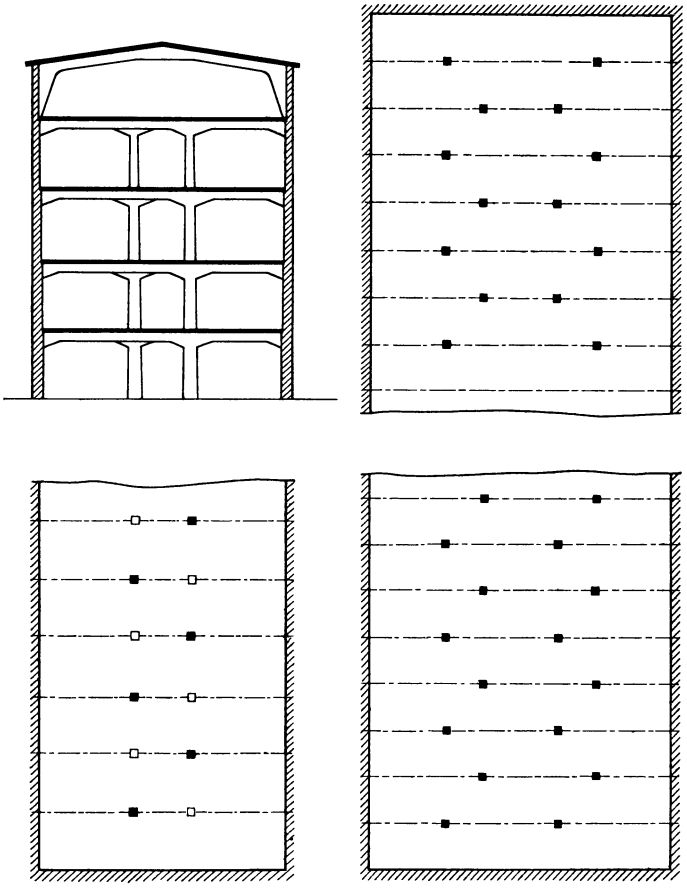


Abb. 479. Säulenanordnung nach R. Müller.

Eine Neuerung in der Durchbildung von Fabrikbauten bedeutet die von Professor Dr. R. Müller-Dresden eingeführte versetzte Säulenstellung (D. R.-P.). In der Regel wird der im Inneren des Gebäudes freigehaltene

Mittelgang durch paarweise stehende Säulenreihen eingeschlossen. Demgegenüber ist bei der Müllerschen Säulenstellung in jedem Joche eine Säule weggelassen.

Diese Maßnahme hat den Vorteil der Ersparnis der Hälfte der Säulenzahl in jedem Joche (Abb. 479). Das Gebäudeinnere ist infolgedessen weniger durch Säulen beengt, was sowohl für den Verkehr als auch für die Übersichtlichkeit erwünscht ist. Außerdem bewirkt die unsymmetrische Teilung der Deckenbalken eine resonatorische Verstimmung, d. h. eine Behinderung in der Ausbildung und Fortpflanzung von Schwingungen und Erschütterungen.

Als Nachteil kommt die Verteuerung der einzelnen Säulen und der Unterzüge in Frage.

3. **Fundamente.** Zulässige Bodenpressung und Baustoffspannung werden immer verschieden sein, und zwar ist mit wenigen Ausnahmen die erste ganz erheblich geringer (z. B. Beton 35 kg/cm², Sandboden 3 kg/cm²).

Der Übergang der Bauwerksabmessung d in die Sohlenbreite b (Abb. 480) soll so schnell als möglich erfolgen. Die Voraussetzung für die Darstellung in diesem Buch ist Vorhandensein von gutem Baugrund in leicht erreichbarer, frostfreier Tiefenlage. (Über Gründungen siehe Bd. I, Teil III der Handbibliothek — „Grundbau".)

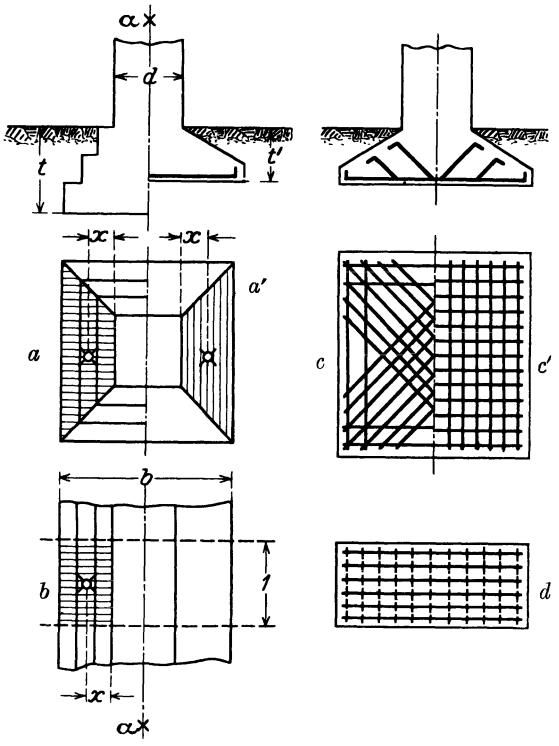


Abb. 480. Fundamentausbildung.

Die beiden grundsätzlich verschiedenen Formen der Fundamente, die in Abb. 480 gegenübergestellt sind, ergeben sich aus der Baustoffeigenart. Die statischen Grundlagen sind die gleichen. Das sog. Blockfundament wird aus druckfestem massivem Baustoff hergestellt, während das sog. Plattenfundament das Einlegen von Eisen erfordert.

Das Fundament muß das Biegungsmoment $\Sigma \sigma \cdot x$ aufnehmen können. Als Angriffsfläche für σ ist beim Einzelfundament (Abb. 480 a) eine trapezförmige, beim Wandfundament (Abb. 480 b) die rechteckige Fläche wirksam, die mit Schraffur versehen wurde. Die Anordnung der bei Plattenfundamenten erforderlich werdenden Eisenbewehrung zeigen die Skizzen (Abb. 480 c/d). Nachprüfung der auftretenden Schubspannungen und Aufbiegen der Eisen im Falle der Überschreitung der zulässigen Betonschubspannung von 4 kg/cm² ist natürlich erforderlich.

Die räumliche Spannungsverteilung in dem Fundamentklotz a', der die Gestalt einer abgestumpften Pyramide hat, ist nicht übersichtlich. Eine Verbesserung der Übersichtlichkeit des Spannungszustandes stellen die schematischen Skizzen der Abb. 481, S. 454 dar.

Die eingehenden Studien von Gehler über dieses Problem, die im Bauingenieur 1922, S. 421 veröffentlicht sind, geben wertvollen Aufschluß über die Maßnahmen, die bei bedeutenden zentral belasteten Fundamentkörpern hinsichtlich ihrer Formgebung und Bewehrung zu treffen sind.

Für kreisrunde Fundamentplatten hat Arnstein in Beton Eisen 1913, S. 367 eine einfache und praktisch gut verwertbare Untersuchungsmethode angegeben. Bei zentraler Belastung ist (Abb. 482):

$$r = \sqrt{\frac{\Sigma \cdot V}{\sigma_{zul} \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{P}{(\sigma - g)\pi}}.$$

$P =$ Auflast in t; r in m; σ und g in t/m², $g = \frac{G}{F}$.

Die Biegungsbeanspruchung wird in zwei Komponenten zerlegt:

Das sog. Ringmoment M_r dreht um den Halbmesser als Achse, das sog. Strahlenmoment M_s um die Tangente als Achse.

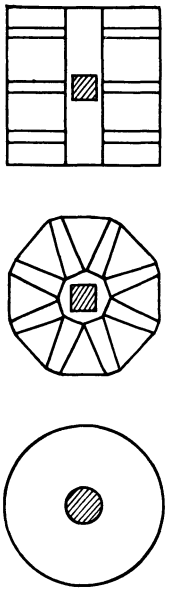


Abb. 481. Grundplatte.

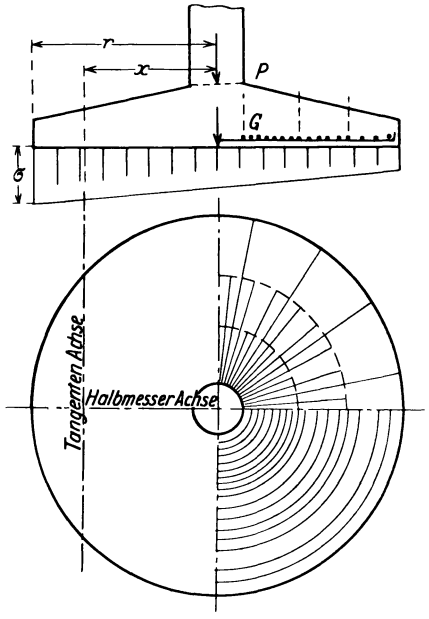


Abb. 482. Kreisförmige Grundplatte.

Diese Momente können in der Größe:

$$M_r = \xi_r \cdot r^2 \cdot (\sigma - g)$$

und

$$M_s = \xi_s \cdot r^2 \cdot (\sigma - g)$$

für die Rechnung verwendet werden unter Benutzung der in Zusammenstellung 121 gegebenen „Momentenzahlen" ξ.

Zusammenstellung 121. Momentenzahlen ξ.

$x/r =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ξ_r	$^2/_3$	$^1/_2$	$^{11}/_{30}$	$^3/_{10}$	$^7/_{30}$	$^1/_5$	$^1/_6$	$^2/_{15}$	$^1/_9$	$^1/_{10}$
ξ_s	$^5/_{11}$	$^3/_{11}$	$^1/_6$	$^1/_{10}$	$^1/_{20}$	$^1/_{40}$	$^1/_{200}$	0	0	0

Danach ist die Bewehrung zu ermitteln.

Die Bauaufgabe, gemeinsame Fundamentstreifen oder -platten zu berechnen, ist durch die Angaben über durchlaufende Balken, Rahmen und Platten in den vorstehenden Abschnitten erläutert, da es sich hier nur um eine Umkehrung der Lastrichtung handelt. Die Stützdrücke werden die Auflager und die Bodenpressung stellt die Belastung der Balken und Platten dar.

4. Treppen. Der Bau von Treppenanlagen ist für den Ingenieur von untergeordneter Bedeutung. Der Vollständigkeit halber sind die wesentlichsten Richtlinien hierunter kurz zusammengestellt, wobei der Erläuterung durch schematische Skizze der Vorrang vor der Beschreibung gelassen ist.

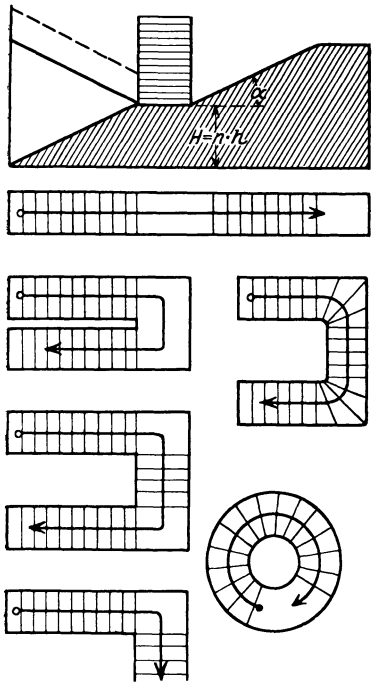


Abb 483. Treppenachsenanordnung.

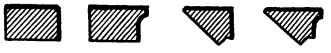


Abb. 484. Vier Stufenformen.

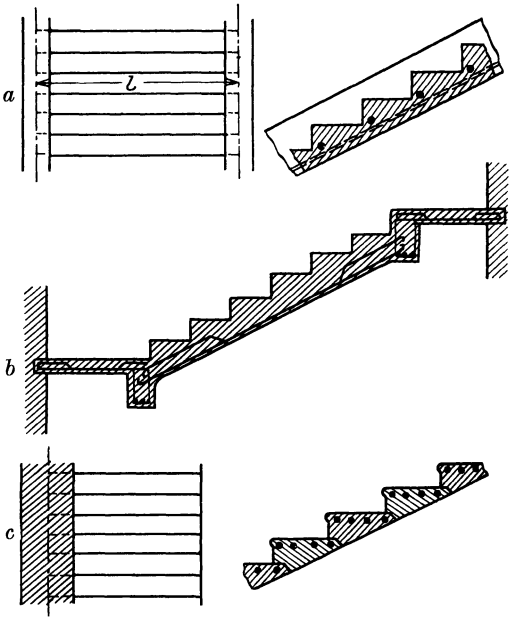


Abb. 485. Stufenlagerung.

Zur Überwindung des Höhenunterschiedes H sind n Stufen von der Auftrittshöhe h und Stufenbreite b erforderlich. Das Verhältnis $h/b = \operatorname{tg} \alpha$ richtet sich nach dem Maß der erforderlichen Bequemlichkeit des Verkehrs. Die Grenzwerte der Luxus- und Nottreppensteigungen liegen bei 12/36 und 18/28. Auch bei mäßigen Ansprüchen an Gefahrlosigkeit und Annehmlichkeit des Verkehrs sind Podeste einzuschalten. Praktische Grenzen bei geradem Treppenlauf sind ununterbrochene Folgen von 14 bis 20 Stufen.

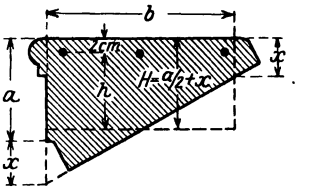


Abb. 486. Ersatzquerschnitt für dreieckigen Stufenquerschnitt.

Die Möglichkeiten der Anordnung der Treppenachsen sind in Abb. 483 veranschaulicht.

Die massive Treppenanlage wird entweder aus einzelnen Stufen zusammengesetzt, die jede für sich gelagert wird, oder in Beton und Eisenbeton auf Schalung als geschlossene Einheit hergestellt.

Kunststeinstufen sind hinsichtlich der Sicherheit gegen Feuersgefahr und zufällige Bruchschäden den Natursteinstufen vorzuziehen, um so mehr als

die Erzeugnisse der modernen Zementwarenindustrie allen Anforderungen an Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung und an äußere Ansehnlichkeit gewachsen sind. Abb. 484, S. 455 zeigt einige gebräuchliche Profile. Ferner sei auf das Normenblatt DIN 489 (Treppenstufen und Podestplatten aus Beton) hingewiesen.

Die Stützung der Stufen kann durch Wangen im Sinne der Balkenstützung erfolgen (Abb. 484*a*), oder die Stufen können auf einer „Laufplatte" (Abb. 484*b*) voll aufruhen, oder sie können in der Wand eingespannt sein und müssen dann als freitragende Treppenstufen nach den Gesetzen des Kragträgers berechnet werden (Abb. 484*c*). Der dreieckförmige Querschnitt der Stufe wird hierbei mit vernünftiger Annäherung durch einen Rechteckquerschnitt ersetzt.

Für freitragende Stufen gibt z. B. Saliger als Ersatzquerschnitt (Abb. 485, S. 455) das Rechteck $h \cdot b$ an, worin $h = \frac{a}{2} + x - 2$ cm sein soll.

IV. Besondere Bauformen.

a) Schornsteine.

1. Allgemeines.

Im Rahmen dieses Buches werden nur die bei industriellen Anlagen vorkommenden größeren Bauwerke behandelt. Hinsichtlich des Zweckes, der Benennung, der baulichen und maschinen- bzw. feuerungstechnischen Ausbildung der einzelnen Bauteile muß auf die einschlägige Literatur verwiesen werden.

Als Baustoffe für hohe Schornsteine kommen Ziegelmauerwerk, Eisen, Beton und Eisenbeton in Frage. Schornsteine aus Ziegelmauerwerk stellen die älteste, auch heute noch angewendete Form dar. Bei ihnen wird die Forderung der Undurchlässigkeit und geringen Wärmeleitung am besten erfüllt, nachteilig ist dagegen die Gefahr der Rißbildung.

Eiserne Schornsteine kommen nur für untergeordnete oder vorübergehende Zwecke, bei schlechtem Baugrund oder sehr beschränkter Bauzeit in Frage. Die schnelle Zerstörung durch Rost und Säureeinwirkungen sowie die Notwendigkeit seitlicher Verankerung begrenzen das Anwendungsgebiet. Schornsteine aus unbewehrtem Beton sind nur vereinzelt ausgeführt worden. Eisenbeton als Schornsteinbaustoff dagegen wird in immer steigendem Maße angewendet. Seine Hauptvorzüge sind geringes Gewicht und Sicherheit gegen Rißbildung. Infolge der Biegungsfestigkeit des Materials ist die Standsicherheit nicht mehr allein von der Masse abhängig, die Mittelkraft aller angreifenden Kräfte darf aus dem Querschnitt herausfallen. Diesen Vorzügen gegenüber muß der Nachteil etwas größeren Wärmeverlustes zurücktreten. Durch Herstellung einer doppelten Wandung läßt sich eine zu starke Abkühlung der Rauchgase vermeiden. Der weitere Nachteil schwierigerer Herstellung ist bei den neuzeitlichen Bauweisen ohne Schalung unter Benutzung fertiger Betonhohlsteine verringert.

Übliche Schaftquerschnittsformen sind Kreis und Achteck, seltener Quadrat und Sechseck. Die Kreisringform vereinigt den Vorzug geringsten Baustoffbedarfs mit dem bester statischer Wirkung und ist bei auf ganze Höhe gleichbleibender Lichtweite, besonders bei Anwendung von Betonformsteinen, leicht herstellbar. Die quadratische Form ist wegen größerer Winddruckwirkung statisch ungünstig, die sechseckige unbequemer herzustellen.

Als Fundament dient meist eine quadratische oder kreisförmige Betonplatte; bei schlechtem Baugrund muß sie biegungsfest, also mit Eiseneinlagen ausgebildet werden.

Zum Schutz des tragenden Schaftes wird bei hoher Temperatur der Rauchgase ein Futter aus feuerfesten Steinen in $^1/_2$ bzw. 1 Stein Stärke bzw. (in Amerika zuweilen angewendet) aus Eisenbeton von rund 10 bis 12 cm Stärke angewendet. Die Luftschicht zwischen Futter und Schornsteinwand soll so groß sein, daß bei starker Seitenbewegung des Schaftes infolge von Winddruck das Futter unberührt bleibt. Verbindungskanäle zwischen der Luftschicht und der Außenluft am oberen Ende sind als zweckmäßig erwiesen, am Sockelfuß dagegen nur bei geforderter starker Abkühlung des Futters angebracht. Gegen das Eindringen von Regenwasser, Ruß, Flugasche und dergleichen ist die isolierende Luftschicht sorgfältig zu schützen.

Bestimmend für die Zweckmäßigkeit von Schornsteinmaterial ist das Verhalten gegenüber den schädlichen Einflüssen höherer Temperaturen und der Rauchgase, ferner seine Wärme- und Luftdurchlässigkeit. Bei einer Temperatur der abziehenden Rauchgase von $\leqq \sim 300\,^0$ C ist Eisenbeton etwa gleichwertig mit Ziegelmauerwerk, erst bei erheblich höheren Wärmegraden zeigt sich eine Verminderung der Festigkeit und Elastizität des Betons (vgl. S. 159), alsdann ist ein Futter erforderlich. Die Rauchgase sind für Zementmörtel im allgemeinen unschädlich, wie an den durch Lokomotivgase gefährdeten Tunneln und Brücken erwiesen ist[1]), auch bildet der Ruß bald eine schützende Schicht. Eine eingehende Darstellung der chemischen Einwirkungen gibt R. Grün im Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., 5. Band. Die Wärmeleitung des Betons ist unwesentlich, die Luftdurchlässigkeit gleichfalls gering.

Der bisher vereinzelt vorgekommene Einsturz von Eisenbetonschornsteinen ist in der Regel auf Fehler in der Ausführung zurückzuführen gewesen, insbesondere auf mangelhafte Gründung, schlechte Beschaffenheit des Betons oder zu geringe Haftfestigkeit.

2. Entwurfsgrundlagen.

Der erforderliche lichte Querschnitt richtet sich nach der abzuführenden Rauchgasmenge; bei Steinkohlenfeuerung z. B. soll er nach Grashof $\geqq {}^1/_5$ der Rostfläche betragen. Bei runden Schornsteinen wird ein Innendurchmesser von 60 cm kaum unterschritten werden, damit der Schornstein von innen erstiegen und ohne Gerüst von innen her aufgemauert werden kann. Die Ausströmgeschwindigkeit der Rauchgase muß zugleich hinreichend groß bleiben, bei vollem Betriebe $\geqq \sim 4$ m/s, damit ein Zurückdrängen der Rauchgase unbedingt ausgeschlossen ist. Die nötige Höhe wird durch den erforderlichen „Zug“ bedingt. Bei unzureichendem Zug oder im Falle der Verfeuerung minderwertiger Brennstoffe ist durch ein Unterwind- oder Dampfstrahlgebläse oder auch eine besondere Saugzuganlage Hilfe zu schaffen. Erfahrungsformeln für die zweckmäßige Lichtweite und Höhe gibt das Taschenbuch Hütte und ein Teil der am Schluß aufgeführten Literatur.

3. Statische Berechnung.

A. Belastungs- und Spannungsannahmen.

Angreifende Kräfte sind 1. Eigengewicht; 2. Winddruck; 3. Temperaturunterschiede.

Zu *1. Eigengewicht.* Die Standsicherheit von gemauerten und Betonschornsteinen hängt ausschließlich von der Größe des Eigengewichts ab, das daher möglichst genau zu bestimmen ist. Für Eisenbetonschornsteine dagegen

[1]) Vgl. den Aufsatz Schaechterle, K. W.: „Der Schutz von Eisen-, Beton- und Verbund-Bauwerken über Eisenbahnbetriebsgleisen“ in Beton Eisen 1914, S. 262.

ist die genaue Feststellung des Gewichts nur zur Beurteilung der Fundamentausbildung notwendig, Abrundungen in der Gewichtsberechnung in angemessenen Grenzen sind daher angebracht.

Zu 2. *Winddruck.* Die Größe des Winddrucks ist auf S. 29/30 eingehend besprochen.

Wegen der Unsicherheit in den Annahmen über Winddruck wurde durch Ministerialerlaß vom 30. April 1902 für Preußen vorgeschrieben, daß in der Regel mit $w = 125$ kg/m² als Kleinstwert zu rechnen sei, an der Küste und an besonders gefährdeten Stellen mit höheren Werten bis zu $w = 200$ kg/m² [1]).

Ein Einfluß der Saugwirkung auf der Leeseite ist in dem Werte w berücksichtigt. Der Schutz gegen Wind durch in der Nachbarschaft etwa vorhandene Gebäude darf nicht in Ansatz gebracht werden.

Als Angriffspunkt der wagerecht anzunehmenden Windkraft ist der Schwerpunkt des senkrechten Schnittes des Schornsteins einzusetzen. Für den Flächeninhalt f des Schnittes $\perp$ Windrichtung wird dann

für runde Schornsteine: $W_f = 0{,}67\, f \cdot w$;
für achteckige Schornsteine: $W_f = 0{,}71\, f \cdot w$;
für quadratische Schornsteine: $W_f = 1{,}00\, f \cdot w$.

An sonstigen Forderungen und Annahmen aus dem erwähnten Erlaß, der zur Zeit noch in Kraft ist, seien noch genannt:

Die Druckspannungen im Mauerwerk sollen für $w = 125$ und 150 kg/m² unter Ausschluß von Zugspannungen im Mauerwerk berechnet werden. Bei der Annahme $w = 125$, die zur Bestimmung des Angriffspunktes benutzt wird, soll in jeder Fuge noch mindestens der halbe Querschnitt gedrückt bleiben; der Höchstwert der Kantenpressung ist für $w = 150$ festzustellen. Die früher üblich gewesene Untersuchung lediglich auf Umkippen, wobei nur gefordert wurde, daß der Angriffspunkt der Resultierenden innerhalb des Querschnitts bleibe (dabei geht die Sicherheit im Grenzfall auf 1,0 herunter!), ohne Berücksichtigung der entstehenden Spannungswerte und der Gefahr eines Aufreißens der Fugen genügt nicht!

Zulässige Spannungen:

für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel 1 : 3 $\leqq$ 7 kg/cm²;
für Mauerwerk aus Hartbrandsteinen in Kalkzementmörtel (1 T. Zement : 2 T. Kalk : 6 bis 8 T. Sand): $\leqq$ 15 kg/cm²;
für Hartbrandsteine: $\leqq$ 25 kg/cm²;
für Schüttbeton der Fundamente: $\leqq$ 8 kg/cm²;
für Stampfbeton der Fundamente: $\leqq$ 15 kg/cm²;
für guten Baugrund: $\leqq$ 3, ausnahmsweise bis 4 kg/cm².

Neue eingehende Bestimmungen, die auch die „hochwertigen" Baustoffe umfassen, werden in Kürze erscheinen. Als Vorstandsvorlage DIN 1056 ist im Bauingenieur 1926, Heft 3 ein Entwurf für die Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher, freistehender Schornsteine veröffentlicht [2]).

Zu 3. *Temperatureinfluß.* Die Annahmen für die Temperaturen und die im Schaftmauerwerk selbst auftretenden Temperaturunterschiede werden in

---

[1]) In Sachsen ist z. B. vorgeschrieben: $w_{(\mathrm{kg/m^2})} = 115 + 0{,}6 \cdot H_{(\mathrm{m})}$, wenn H die Gesamthöhe des Schornsteins über Gelände ist. Nach dem Entwurf DIN E 1056 „Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine", ist für wagerecht anzunehmenden Winddruck einzusetzen: $w = 120 + 0{,}6 \cdot H_{(\mathrm{m})}$, wenn H die Höhe des Schornsteins über dem anliegenden niedrigsten Gelände ist.

[2]) Vgl. Lupescu: „Der Eisenbeton im Schornsteinbau", Beton Eisen 1924. S. 201. — Dr. Hingerle: „Zur Normung des Eisenbetonschornsteins", Ebenda, S. 283.

den amtlichen Vorschriften sowie in der Literatur nur vereinzelt und zwar sehr verschieden angegeben. Leicht festzustellen sind die Innentemperatur t_i der abziehenden Rauchgase und die Außentemperatur t_a der Luft. An den Schaftwänden selbst treten aber plötzliche Übergänge auf, so daß die Temperaturkurven für Schaftwandungen ohne bzw. mit Futter sich nach Art der Abb. 487a und b darstellen. Für die Berechnung kommt also nur der Wert $\Delta t = t_1 - t_2$ bzw. $t_5 - t_6$ in Frage. Als Beispiele seien genannt:

Saliger berechnet[1]) die wirksamen Werte Δt und schlägt als zweckmäßige Annäherungswerte für 0,10 bis 0,15 m Wandstärke vor

für einmantelige Schornsteinwände:

$$\Delta t = t_1 - t_2 = 0{,}40\ (t_i - t_a),$$

für doppelmantelige Schornsteinwände:

$$\Delta t = t_5 - t_6 = 0{,}125\,(t_i - t_a).$$

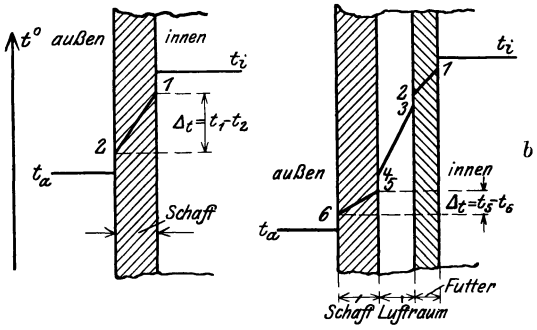


Abb. 487. Temperaturzustand im Betriebe.

Möhl und Waldau[2]) kommen zu folgenden Ergebnissen bei Annahme einmanteliger Wände:

$$d = 10\,\text{cm};\ \Delta t = 0{,}43\ (t_i - t_a)$$
$$d = 20\,\text{cm};\ \Delta t = 0{,}60\ (t_i - t_a)$$
$$d = 30\,\text{cm};\ \Delta t = 0{,}70\ (t_i - t_a).$$

B. Berechnung.

Sie hat sich zu erstrecken auf den Schaft, beansprucht durch Eigengewicht und Winddruck ohne bzw. mit Berücksichtigung der Wärmeeinflüsse, und auf den Grundbau.

I. Eigengewicht und Winddruck. Die auftretenden Betonzugspannungen sollten in jedem Falle wenigstens überschläglich ermittelt werden, damit die Gefahr des Aufreißens infolge Überschreitung der Betonzugfestigkeit vermieden wird.

Soll die Zugfestigkeit des Betons nicht in Rechnung gestellt werden, so ist die Lage der Nullinie und die größte Kantenpressung nur durch umständliche Rechnung zu finden. Für Kreisringquerschnitt genügen zur angenäherten Berechnung die zuerst von Keck für verschiedene Radienwerte r_i und r_a des Schaftquerschnittes aufgestellten Annäherungswerte[3]). Für andere Querschnittsformen kann das von G. Lang (s. S. 462) angegebene Verfahren benutzt werden.

II. Temperatureinfluß. Von den verschiedenen Berechnungsverfahren für die aus dem Temperaturunterschied Δt nach Abb. 487 entstehende Spannung sei das von R. Saliger im Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Aufl., 4. Band, S. 152 angegebene kurz besprochen.

Δt bewirkt Spannungen in lotrechtem und wagerechtem Sinne. Die Spannungen in einem herausgeschnitten gedachten senkrechten und wage-

[1]) Saliger: Handbuch für Eisenbetonbau, 1. Aufl., IV. Bd., S. 152.
[2]) Möhl und Waldau: Handbuch f. Eisenbeton, 2. Aufl., 11. Bd., S. 282.
[3]) Vgl. Waldau: Freistehende Schornsteine, 1909, S. 166 Verlag Seegelke.

rechten Streifen sind in Abb. 488a und b dargestellt unter Voraussetzung geradliniger Spannungsverteilung und der Beziehung $\frac{l_z}{l_d} = \frac{m \cdot \sigma_z}{\sigma_d}$ nach Abb. 488c. Die Druckspannung im unbewehrten Betonmantel wird dann

$$\sigma_d = \frac{E_{bd} \cdot \alpha \cdot \Delta t}{1 + \sqrt{m}},$$

die Zugspannung

$$\sigma_z = \frac{\sigma_d}{\sqrt{m}},$$

worin ist:

E_{bd} die Elastizitätszahl des Betons,
α die Ausdehnungszahl des Betons,

$$m = \frac{E_{bd}}{E_{bz}} = \text{i. M. } 9.$$

Mit $E_{bd} = 200000$ kg/cm², $\alpha = 0{,}000013$ und $m = 9$ wird daher:

$$\sigma_d = 0{,}65 \cdot \Delta t, \quad \sigma_z = {}^1/_3 \cdot \sigma_d = 0{,}22 \cdot \Delta t.$$

Bei $\Delta t = 40^0$ wird z. B.

$$\sigma_d = 26 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_z \sim 9 \text{ kg/cm}^2.$$

Für einen Schornsteinmantel aus Eisenbeton, bei dem alle Zugspannungen vom Eisen allein aufgenommen werden, wird:

$$\sigma_z = \frac{\sigma_d}{\sqrt{m}} = \frac{E_{bd} \cdot \alpha \cdot \Delta t}{\sqrt{m}\,(1 + \sqrt{m})};$$

$$l_z = \frac{d \cdot \sigma_z \sqrt{m}}{\sigma_z + \sigma_d} = \frac{d \cdot \sigma_d}{\frac{\sigma_d}{\sqrt{m}} + \sigma_d} = \frac{d \cdot \sqrt{m}}{1 + \sqrt{m}}.$$

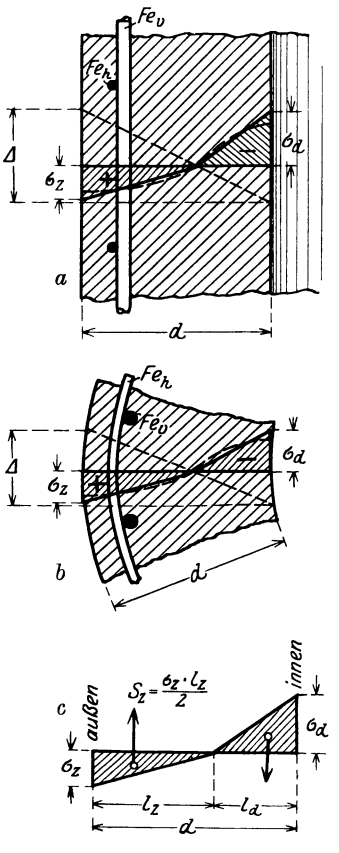


Abb. 488. Verteilung der Wärmespannungen.

Die ganze Zugkraft wird

$$S_z = \frac{\sigma_z \cdot l_z}{2} = \frac{E_{bd} \cdot \alpha \cdot \Delta_t \cdot d \cdot \sqrt{m}}{\sqrt{m} \cdot (1 + \sqrt{m}) \cdot 2\,(1 + \sqrt{m})} = \frac{E_{bd} \cdot \alpha \cdot \Delta_t \cdot d}{2\,(1 + \sqrt{m})^2}.$$

Daraus folgt die Eisenzugspannung

$$\sigma_e = \frac{S_z}{F_e}$$

bzw. der erforderliche Mindesteisenquerschnitt

$$F_e \geqq \frac{S_z}{\sigma_{e\,\text{zul}}}.$$

C. Neueste Feststellungen betr. Wind- und Wärmewirkung.

Als es sich nach dem Explosionsunglück in Oppau 1922 um den Wiederaufbau eines Eisenbetonschornsteins von rund 100 m Höhe, aus Formsteinen, mit Futter aus feuerfestem Ziegelmauerwerk handelte, wurden Apparate und Feinmeßvorrichtungen eingebaut, die über die auftretenden Windstärken, die Temperaturen in je fünf verschiedenen Höhen und Querschnittspunkten und

die seitlichen Bewegungen genaue Aufzeichnungen geben. Die Ergebnisse der planmäßig fortgesetzten Beobachtungen haben Werte ergeben, die eine der Wirklichkeit viel näher kommende Berücksichtigung der Wärmespannungen ermöglichen und eine Ausgestaltung bzw. Berichtigung der bisherigen Belastungs- und Berechnungsgrundlagen gestatten.

In der Schrift „Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton", Berlin: Julius Springer 1925, hat der ausführende Beobachter Dr.-Ing. K. Döring die Messungen eingehend beschrieben und ausgewertet. Seine wichtigsten Schlußfolgerungen sind:

Das Raumgewicht $\gamma_b = 2{,}4$ t/m³ für Eisenbeton ist bei Berechnung des kaltstehenden Schornsteins auf Winddruck meist zu hoch, also zu günstig angenommen.

Die Größe des Winddrucks ist bisher zu gering gewesen und auf $w_{\perp} = 0{,}15 \cdot v^2$ kg/m² für senkrecht getroffene Fläche zu berichtigen; für zylindrischen Schaftmantel ist also mit $^2/_3 \cdot w_{\perp} = 0{,}10 \cdot v^2$ kg/m² zu rechnen.

Die Bewehrung ist der Wärmespannungen wegen möglichst nahe der Außenfläche anzuordnen.

Die bisher berücksichtigten Werte Δt waren viel zu niedrig. Die Beobachtungen zeigten einen Höchstwert von $\Delta t = \sim 73^0$ C. Eine Verringerung der Werte Δt ist nur durch gute Ventilation der isolierenden Luftschicht sowie durch Verwendung hochwertigen Zements, der geringere Wandstärken ermöglicht, zu erzielen.

Eine gleichzeitige Berücksichtigung der Höchstwerte für Winddruck und Temperatureinfluß gibt unverhältnismäßig große, daher unwirtschaftliche Abmessungen. Zu empfehlen ist daher eine getrennte Berechnung für den Schornstein

1. in kaltem Zustande,
2. im Betriebszustande.

Für 1. ist der größte Winddruck gemäß den Beobachtungsergebnissen einzusetzen, ohne Temperatureinfluß, für 2. ist der Winddruck nach den bestehenden amtlichen Vorschriften und der größte durch Beobachtung festgestellte Temperaturwert Δt einzuführen; σ_e ist dabei zu $\leqq 1000$ anzunehmen.

4. Bauausführung der Eisenbetonschornsteine.

Schornsteine aus Eisenbetonrohren erhalten Längsstäbe und Ringbewehrung, die Verbindung und Dichtung der einzelnen Rohre erfolgt durch Eisenbetonzylinder mit Zementverguß der Fugen. Da sie wie eiserne Kamine seitlicher Verankerung bedürfen, ist ihre Anwendung auf geringe Höhe beschränkt.

Monolithische Schornsteine aus Eisenbeton werden gewöhnlich mit zylindrisch gestaltetem Schaft und gleichbleibender Wandstärke ausgeführt, um die Schalung möglichst einfach und billig zu gestalten. Zur Aufnahme der Biegungsspannungen aus der Wirkung der Windkräfte und der Ringspannungen aus den Temperatureinflüssen ist stets lotrechte Bewehrung mit wagerechten Ringen anzuwenden. Die lotrechten Stäbe werden meist in Form von Rundeisen ausgeführt; ihre erforderliche Anzahl wird durch Untersuchung des Querschnitts in Höhenstufen von höchstens etwa 10 m festgestellt und auf die ganze Höhe dieser Schicht beibehalten. Die Stöße werden möglichst gleichmäßig über den ganzen Mantel verteilt. Sämtliche Eiseneinlagen sollen aus statischen Gründen möglichst nahe der Außenkante liegen, doch wird wegen des nötigen Schutzes gegen Rißbildung und Rost der Abstand von der Schaftaußenkante selten unter 5 cm angenommen.

Das Bestreben, die durch die Schalung entstehenden Schwierigkeiten zu beseitigen, führte zur Entwickelung der sog. Blockbauweise, d. h. zur Anwendung fertiger Platten bzw. Hohlsteine, deren Fugen und Hohlräume mit Mörtel gefüllt und mit den darin verlegten Eiseneinlagen zu einem einheitlichen Ganzen zusammengesetzt werden.

Die Hauptvorzüge sind: Geringere Gefahr für die Arbeiter beim Bau, Möglichkeit sauberen Verfugens der äußeren Schaftwand, schnellerer Baufortschritt, wesentliche Kostenersparnis durch Wegfall der Schalung.

In Deutschland sind Eisenbetonschornsteine erst seit 1906 in größerer Zahl zur Ausführung gekommen. In der nachstehend angeführten Literatur finden sich zahlreiche Angaben hierüber, auf die hier verwiesen werden muß. Der Jahresbericht 1925 des Deutschen Beton-Vereins bringt eine Zusammenstellung von 61 Eisenbetonschornsteinen mit 35 bis 127,4 m Höhe, mit Angabe der größten errechneten Betondruckspannung (max 104 kg/cm² mit Temperaturberücksichtigung) und Eisenzugspannung (max 1230 kg/cm² ohne Temperaturberücksichtigung).

Die größte Verbreitung hat in Amerika stattgefunden, wo schon Tausende von Eisenbetonschornsteinen nach den Systemen Weber, Ransome, Heine usw., meist mit gleichbleibendem Schaftquerschnitt, zur Ausführung gebrachtsind.

Literatur.

Bücher.

Döring, K.: Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton. Berlin: Julius Springer 1925.

Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. 13, V. Kap. Berlin: W. Ernst & Sohn 1924.

Jahr, H.: Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit von Fabrikschornsteinen aus Mauerwerk, Eisen und Eisenbeton. 7. Aufl. Hagen i. W.: Otto Hammerschmidt 1920.

Lang, G.: Der Schornsteinbau. 5 Hefte. Hannover: Helwingsche Verlagsbuchhandlung 1896—1920.

Lang, G.: Anleitung zum Entwerfen und zur statischen Berechnung gemauerter Schornsteine. Hannover: Helwingsche Verlagsbuchhandlung 1898.

Putmans, A.: Der Schornsteinbau. Hannover: Max Jänecke 1908.

Waldau, F.: Freistehende Schornsteine. Bau, Betrieb, Leistung, Prüfung und Berechnung der Abmessungen, der Standfestigkeit sowie der Bau- und Unterhaltungskosten. Staßfurt: Wilh. Seegelken, vorm. R. Weickes Buchhandlung 1909.

Zeitschriften-Aufsätze (seit 1914):

Beton Eisen 1914, S. 93—94: Winkelmann, H.: Eisenbetonschornsteine mit Dissipator-Aufsätzen.

Beton Eisen 1916, S. 27: Ritter, A.: Ringförmiger Lokomotivschuppen im Rangierbahnhof Blockland bei Bremen (mit zwei Eisenbetonschornsteinen).

Beton Eisen 1917, S. 52—54: Bau eines Fabrikschornsteins auf einer Eisenbetonplatte, für Rechnung der schlesischen Elektrizitäts- und Gas-A.-G. Gleiwitz ausgeführt.

Beton Eisen 1922, S. 78—81, 90—91: Frei, P.: Die schalungslose Verbundbauweise Nast. 1. Eisenbetonschornsteine.

Beton Eisen 1922, S. 91—95: Löser, B.: Wärmespannungen in Eisenbetonbehältern.

Beton Eisen 1922, S. 109: Gussenbauer, F.: Schornstein aus Betonhohlsteinen der Suchy-Werke in Kufstein.

Beton Eisen 1924, S. 188—190 und 201—204: Lupescu, E.: Der Eisenbeton im Schornsteinbau.

Beton Eisen 1924, S. 247—249: Riekhof, Ch.: Schornsteine aus Eisenbeton.

Beton Eisen 1924, S. 262: Erlaß des preußischen Ministers für Volkswohlfahrt betr. „Schornsteine aus Betonkaminsteinen".

Beton Eisen 1924, S. 283—285: Hingerle, J.: Zur Normung des Eisenbetonschornsteins.

Beton Eisen 1924, S. 290—291: Mitteilung über „Schalungslose Bauweisen" nach Vorträgen des Herrn Dir. Lupescu der Wayss & Freytag-A.-G., Frankfurt a. M.

Beton Eisen 1925, S. 207—209: Kleinlogel, A.: Zur Frage der Ausführung und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen.

Beton Eisen 1925, S. 353—358: Jaecker, O.: Zur Frage der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen.

Beton Eisen 1925, S. 377—382: E. Mörsch: Die im runden Schaft eines Eisenbetonschornsteins durch ungleiche Erwärmung entstehenden Spannungen.

Bauing. 1922, S. 491—495: Buchegger, K.: Windgeschwindigkeit und Winddruck.

Bauing. 1922, S. 516—521: Dr. Lewe: Die statische Wirkung heißer Füllungen von Flüssigkeitsbehältern.

Bauing. 1922, S. 602—604: Jespersen: Schornstein- und Heizungskanal in Eisenbeton.

Bauing. 1924, S. 368—371: Koppenhöfer, A.: Eisenbetonschornstein „System Lupescu", D.R.P. 326196, erbaut für ....

Tonind.-Zg. 1923, Heft 47, S. 367—369: Frei, P.: Zeitgemäße Eisenbetonschornsteine. (Mit Zusammenstellung der einschlägigen Schriftsätze aus der Tonindustriezeitung 1906 bis 1922.)

Zement 1925, S. 539 ff.: Kleinlogel, A.: Amerikanische Eisenbetonschornsteine.

b) Tunnelbauten.

Im Gebiet des Tunnelbaues ist Beton und Eisenbeton für Neubauten erst in neuester Zeit in größerem Umfange angewendet worden. Die Tatsache,

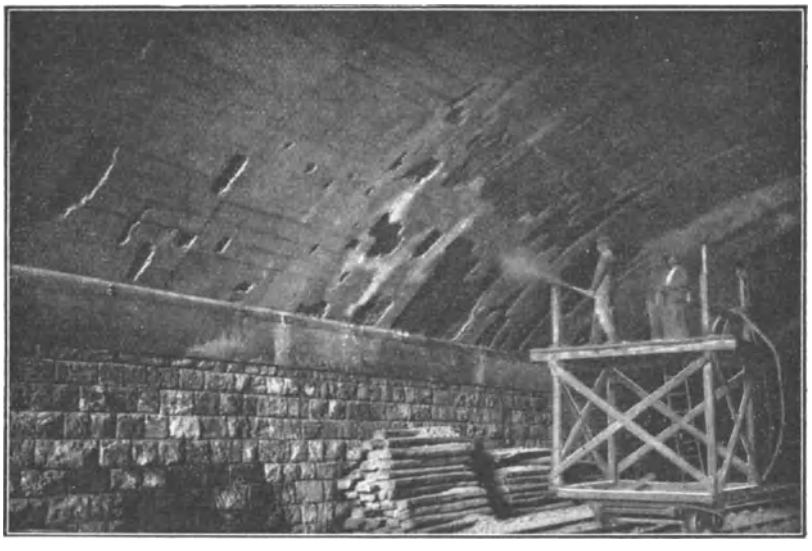


Abb. 489. Wiederherstellungsarbeiten mittels Torkretverfahrens.

daß Beton vor völliger Erhärtung gegenüber plötzlich auftretenden Gebirgsdrücken weniger Widerstand leisten kann als anderes Mauerwerk, sowie Schwierigkeiten bei der Bauausführung haben bisher einer Einbürgerung dieser Bauweisen im Wege gestanden.

Die großen Vorzüge der Beton- und Eisenbetonbauweise, die ihre Verbreitung auch auf diesem Gebiete trotzdem erwarten lassen, sind hauptsächlich:

Die Wandstärken können kleiner gehalten werden, der Ausbruch wird daher geringer und billiger.

Plastischer Beton kann sich dem Gebirge innig anschmiegen und oft mit dem anstehenden Gestein direkt in Verbund gebracht werden, wodurch Bewegungs- und Zerstörungserscheinungen möglichst vermieden werden und die Standsicherheit erhöht wird.

Je nach der Beschaffenheit des Gebirges kann an besonders gefährlichen Stellen ohne Wandstärkenänderung nur durch stärkere Bewehrung genügende Sicherheit erzielt werden.

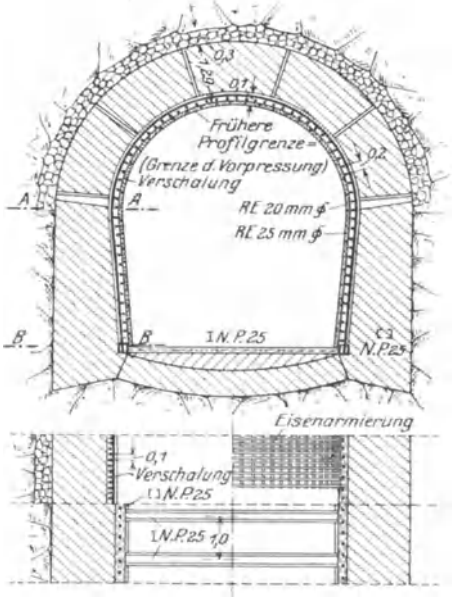


Abb. 490. Tunnel bei Blankenheim.

Außerdem sind die auch für andere Verwendungsgebiete maßgebenden Vorzüge der größeren Biegungssteifigkeit, größeren Wasserdichtigkeit und Möglichkeit schnellerer Herstellung anzuführen.

Ein neues Gebiet für die Anwendung des Eisenbetons erschloß sich innerhalb der letzten Jahrzehnte durch die Entwickelung der Großwasserkraftwerke, für die lange Strecken von Druckstollen sowie Gefälleleitungen erforderlich wurden. Ein Eingehen auf diese Ausführungen ist mit Rücksicht auf die vorwiegend dem Wasserbau zufallenden Konstruktionsbedingungen hier nicht möglich.

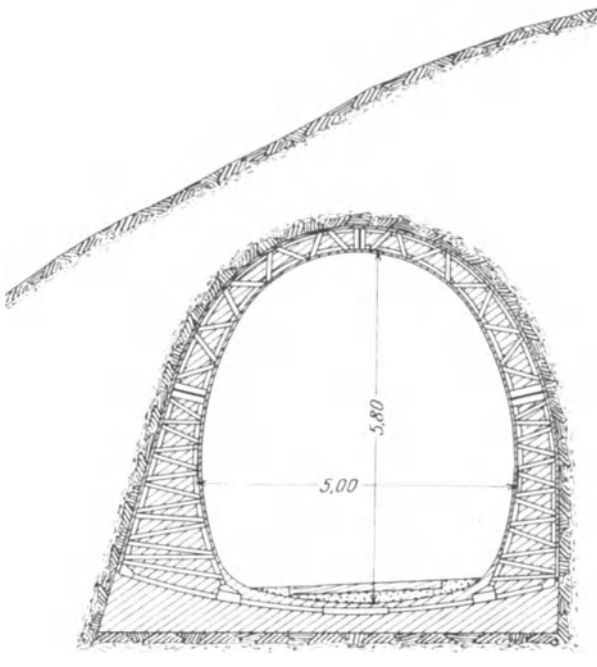


Abb. 491. Tunnel in Wasserburg a. Inn.

Für Tunnelbauten unter Wasser in der Art des Hamburger Elbtunnels, bei dem 2 kreisförmige Tunnelrohre aus schmiedeeisernen Tübbings mit Betonauskleidung zur Anwendung kamen, sowie für Untertunnelung kleinerer Flußläufe und Kanäle durch Untergrundbahnen (z. B. der Spree und des Landwehrkanals durch die Berliner Untergrundbahnen) bildet Beton mit Eiseneinlagen den gegebenen Baustoff.

Größeren Umfang hat die Anwendung der Eisenbetonbauweise bei Wiederherstellung von Tunnelstrecken angenommen. In Fällen, wo der erforderliche lichte Querschnitt durch Verdrückung des vorhandenen Mauerwerks zu klein geworden oder das Mauerwerk durch Rauchgase oder sonstige schädliche Einflüsse zermürbt ist, bietet die Verwendung von Eisenbeton die einfachste Möglichkeit der Wiederherstellung unter tunlichster Benutzung der vorhandenen Tunnelröhre.

Eine seit 20 Jahren bewährte Ausführungsart ist bekannt unter dem Namen „Tunnelrückenbetonierung“ [1]). Die Arbeit wird so ausgeführt, daß nach Bohrung der nötigen Löcher zunächst durch eingeführtes Druckwasser alle Mörtelreste und etwaigen Steinbrocken ausgespült werden. Dann werden die Bohrlöcher durch Holzpfropfen verschlossen und die Fugen kalfatert, worauf mit der Einspritzung des Mörtels begonnen werden kann.

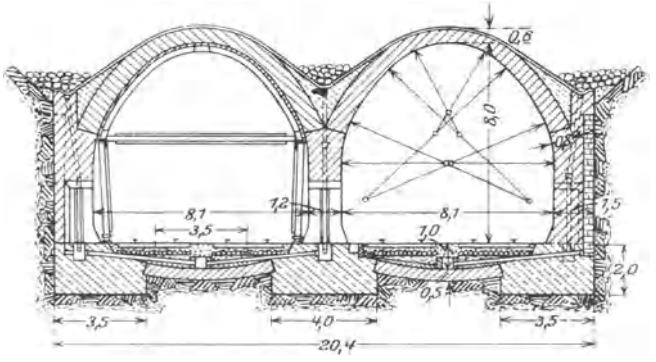


Abb. 492. Überhöhter Tunnelquerschnitt.

Die Ausbesserung der durch Lokomotivgase angegriffenen obersten Mauerwerkschicht dürfte in Zukunft in erster Linie mittels des Torkret-Verfahrens erfolgen, wodurch sich größere Festigkeit und Dauerhaftigkeit der

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. 3, S. 179. — Zentralbl. Bauverw. 1910, S. 302.

Leibungsfläche erreichen läßt. In Abb. 489, S. 463 ist die Wiederherstellungsarbeit an rauchgasbeschädigten Gewölben der Wiener Stadtbahn unter Verwendung von Spritzzement veranschaulicht.

Die Ziegelgewölbe des Coldrerio-Tunnels bei Chiasso für die schweizerischen Bundesbahnen z. B. waren durch Nässe und Rauchgase so stark beschädigt, daß teilweiser Neubau unvermeidlich schien. Hier wurde das Mauerwerk gründlich gereinigt, mit Drahtgewebe-Bewehrung versehen und sodann torkretiert, wodurch Abbruch und Neubau vermieden wurden. Die Arbeiten erfolgten 1921 in kürzester Zeit ohne Störung des Bahnbetriebes. Abb. 490, S. 464 zeigt die Ausführung der Wiederherstellungsarbeiten an der Tunnelstrecke bei Blankenheim. Der Querschnitt des Tunnels in Wasserburg am Inn ist in Abb. 491 dargestellt, der überhöhte Querschnitt des Rosenstein-Tunnels in Abb. 492.

Literatur.

A. Bücher (allgemein über Tunnelbau):

Bierbaumer, A.: Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes. Leipzig und Berlin: Wilh. Engelmann 1913.

Birk, A.: Der Wegebau. III. Teil: Der Tunnelbau, 2. Aufl. Leipzig und Berlin: B. G. Teubner 1922.

Dolezalek, C.: Der Tunnelbau. Hannover: Helwing 1889—92.

Dolezalek, C.: Der Eisenbahntunnel. Berlin-Wien: Urban & Schwarzenberg 1919.

Haag, A.: Grundzüge des Unterwassertunnelbaues. Berlin: Julius Springer 1916.

Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., VIII. Band, Abschnitt Nowak, A.: „Tunnelbau", S. 312—447.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, 5. Band: „Tunnelbau", 4. Aufl. Leipzig: Wilh. Engelmann 1920.

Kommerell, O.: Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn 1912.

Lucas, G.: Der Tunnel. Anlage und Bau. Teil I: 1920; Teil II, 1.: 1924. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn.

Wegele, H.: Tunnelbau. (In Esselborn: „Lehrbuch des Tiefbaues", 4. Aufl.) Leipzig: Wilh. Engelmann 1910.

B. Zeitschriften-Aufsätze, betr. Stollen und Tunnel aus Beton bzw. Eisenbeton und deren statische Untersuchung:

Beton Eisen 1910, S. 373—375: Raschka, H.: „Tunnelbauten in Eisenbeton in den Vereinigten Staaten von Amerika".

Beton Eisen 1915, S. 287—289: Gottschalk, O.: „Formeln zur statischen Berechnung rechteckiger Tunnel".

Beton Eisen 1917, S. 148—151: Liebermann, C.: „Formeln zur statischen Berechnung rechteckiger Tunnel".

Beton Eisen 1919, S. 172—175: Kossmann, W.: „Eisenbeton im Tunnelbau".

Beton Eisen 1921, S. 175: „Betonschutz bei Tunnelbauten".

Beton Eisen 1922, S. 226—228: Wolfsholz, A.: „Neue Bauarten von Druckstollen und Druckschächten".

Beton Eisen 1924, S. 100—103: Wolfsholz, A.: „Über das Druckstollenproblem".

Beton Eisen 1925, Heft 4: „Amerikanische Tunnelbauten".

Dt. Bauzg. 1910, Zementbeilage S. 67 und 71: Wolfsholz, A.: „Tunnelrückenbetonierung".

Dt. Bauzg. 1915, Zementbeilage S. 60: Wolfsholz, A.: „Tunnelrückenbetonierung".

Zentralbl. Bauverw. 1910, S. 302: Wolfsholz, A.: „Dichtung und Verstärkung der Tunnelgewölbe".

Zentralbl. Bauverw. 1911, S. 597—600: Matz: „Ein Tunnelbau der Emschergenossenschaft".

Zentralbl. Bauverw. 1912, S. 6—7 und 13—15: Oder: „Die neue Eisenbahnverbindung zwischen Bodensee und Zürichsee".

Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 332—333: van Biema: „Untertunnelung von Gleisen während des Betriebes auf dem Hauptgüterbahnhof in Stettin".

Zentralbl. Bauverw. 1913, S. 611—612: Wolfsholz, A.: „Wiederherstellung und Verstärkung einer verdrückten Tunnelstrecke".

Zentralbl. Bauverw. 1914, S. 282—284: Martin: „Trockenlegung von Eisenbahntunneln".

Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 228—232 und 244—248: Gaber: „Die Ausmauerung und Entwässerung im Tunnel".
Zentralbl. Bauverw. 1915, S. 469—473 und 485—490: Kommerell, O.: „Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, hergestellt in offenem Einschnitt".
Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 288—291 und 294—296: „Einige Erfahrungen im Lehnenbau an der Südrampe der Lötschbergbahn".
Zentralbl. Bauverw. 1917, S. 252—254: Kommerell, O: „Beschädigung von Bauwerken durch Grund- und Sickerwasser und von Tunnelmauerwerk durch die Rauchgase".
Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 520—522: „Über Zerstörung von Betonbauwerken durch Sickerwasser".
Zentralbl. Bauverw. 1919, S. 57—59: Haag, A.: „Tunnelbau unter Wasser".
Zentralbl. Bauverw. 1920, S. 493—495: Juergens, O.: „Die Madrider Untergrundbahn".
Die Bautechnik 1923, S. 311—312: „Der Shandaken-Tunnel der Wasserleitung für die Stadt New York" (29 km Länge, 18 m² Querschnitt!).
Die Bautechnik 1924, S. 563—567: Dörr, H.: „Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln".
Die Bautechnik 1924, S. 318—321: Haag, A.: „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues".
Die Bautechnik 1924, S. 333: „Abdichtung von Bahntunnelgewölben mittels Bohr- und Zementierarbeiten".
Die Bautechnik 1925, S. 7: Haag: „Über die seitherigen Unterwassertunnel-Ausführungen".
Die Bautechnik 1925, S. 343—374: Randzio: „Neue Stollenbauten".
Bauing. 1920, S. 480: „Plan eines Zwillingstunnels unter dem Hudson zwlschen New York und New Jersey".
Bauing. 1923, S. 215: „Die Auskleidung von Stollen mit fertigen Betonringen".
Eng. News Rec. 1925, Bd. 94, Heft 9: Webb: „Die Betonierungsanlage beim Bau des Hetch-Hetchy-Tunnels".
Eng. News Rec. 1925, Bd. 95, Heft 4: „Ausbau des Stollens Nr. 3 der Pacific Gas & Electric Co. in Nord-Kalifornien mit Spritzbeton".
Ann. d. travaux publics de Belgique 1924, Heft 2: „Der neue Mersey-Tunnel".
Concrete Detroit 1925, Bd. 26, Heft 5: „Der längste Betontunnel Nordamerikas".

c) Eisenbetonmaste.

Die beschränkte Lebensdauer der hölzernen und die großen Unterhaltungskosten der eisernen Maste hat dem Eisenbeton auch auf dem Gebiete des Mastenbaues Eingang verschafft. Für Telephon- und Telegraphenleitungen, für elek-

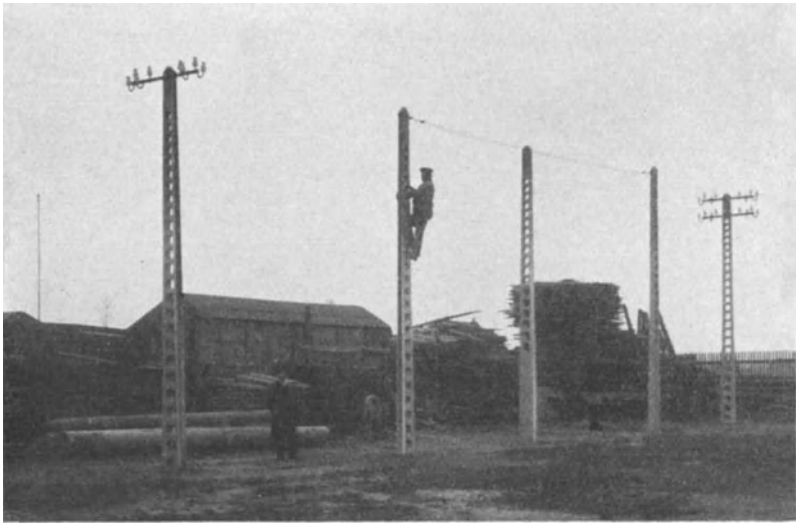


Abb. 493. Eisenbeton-Fachwerkmaste.

trische Leitungen und als Lichtmaste finden Eisenbetonmaste heute allgemein Verwendung. Die Anfänge reichen in das Jahr 1896 zurück, als Hennebique die ersten Eisenbetonmaste, die vollen Rechteckquerschnitt hatten, aufstellte. Seitdem wurde von vielen Seiten versucht, die anfangs recht fühlbaren Mängel des großen Eigengewichtes und der hohen Herstellungskosten durch statisch günstigere Anordnung des Materiales oder durch Verbesserung des Herstellungsverfahrens zu mindern. Die mannigfachen „Systeme", die sich im Laufe der Zeit durchzusetzen vermochten, im einzelnen zu behandeln, kann nicht Aufgabe dieses Buches sein, zumal die Maste kaum noch als „Bauwerke" bezeichnet werden können und für sie in erster Linie fabrikmäßige Herstellung in Frage kommt.

Das Streben, das Eigengewicht herabzusetzen, führte zur statisch besseren Ausnutzung des Materials im I- und ⊥-Querschnitt. Diese letzte Form findet hauptsächlich für Maste mit einseitiger Zugbeanspruchung, also z. B. für Licht und Straßenbahnmaste, Verwendung.

Wie Abb. 493 zeigt, läßt sich andererseits auch durch Aussparungen das große Gewicht des vollen Rechteckquerschnittes wesentlich herabmindern. Maste von den bisher besprochenen Formen sind in ihrer Herstellung nicht unbedingt auf fabrikmäßige Methoden angewiesen. Bei den häufig sehr großen Förderweiten kann es wirtschaftlich günstiger sein, sie an Ort und Stelle in geeigneten Schalungsformen herzustellen.

Eine weitere Möglichkeit der statisch günstigen Ausnutzung des Materials bietet die Kreisringform des Querschnittes, denn massive Maste mit rundem oder vieleckigem Querschnitt fallen reichlich schwer aus. Hohlmaste mit innen verbleibender Schalung werden verhältnismäßig teuer. Eine wirtschaftlich vorteilhafte Ausführung konnte nur durch verbesserte Herstellungsverfahren erreicht werden. Dieses Ziel ist auf zwei Wegen angestrebt worden. Sie unterscheiden sich grundsätzlich durch die Lage der Schalung, die entweder innen oder außen angeordnet wird.

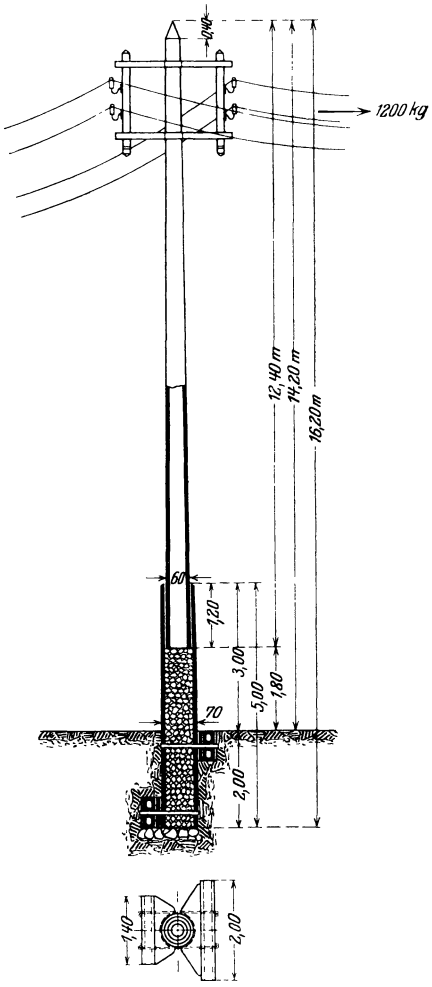


Abb. 494. Hohlmast.

Bei der Innenlage wird auf einem drehbaren Kern die Längs- und Spiralbewehrung aufgespannt, der Betonmantel wird mit Spezialmaschinen aufgebracht. Eine Ausführung zeigt Abb. 494.

Die Ausführung mit außenliegender Schalung ist durch die Bezeichnung „Schleudermast" gekennzeichnet. Zweiteilige Formen, in denen die Längs- und Spiralbewehrung befestigt und in die der Mörtel eingebracht wird, werden in schnelle Umdrehung versetzt. Der Mörtel wird gegen die Formwand geschleudert und dabei entsprechend verdichtet und entfeuchtet. Die Verhütung von Entmischung und die Erzielung der günstigsten Konsistenz kann durch Regelung der Umdrehungsgeschwindigkeit bewirkt werden. Abb. 495, S. 468 zeigt einen nach dem Schleuderverfahren hergestellten Mast.

Daß diese Maste allen Anforderungen an ein gutes elastisches Verhalten gerecht werden können, ist aus Abb. 496 zu erkennen, die einen Biegungsversuch mit einem Schleudermast veranschaulicht. Neuerdings werden auch die Traversen aus Stampf- oder Schleuderbeton hergestellt.

Kurze Angaben über die Grundlagen der Berechnung sind auf S. 33 gegeben.

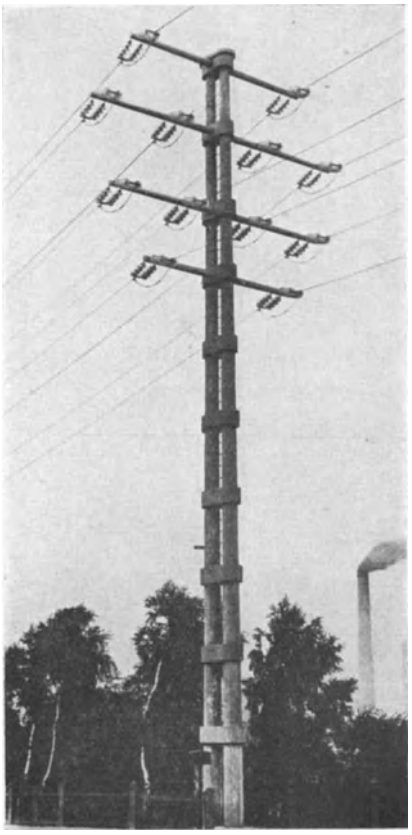


Abb. 495. Schleudermast.

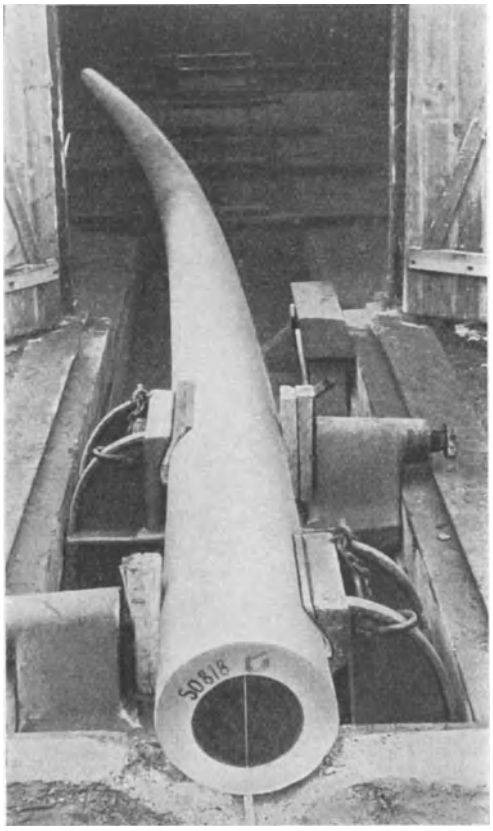


Abb. 496. Biegungsversuch.

d) Eisenbeton-Schiffbau.

Das Schiff ist ein Gefäß, dessen Formgebung nicht nur von Art und Umfang des aufzunehmenden Füllgutes, der Ladung, abhängig ist, sondern außerdem durch die Schwimmfähigkeit und die Wirtschaftlichkeit der Eigenbewegung im Wasser bedingt ist. Im Landbehälterbau hat sich der massive Baustoff, in erster Linie in der Form des Eisenbetons, ein ausgedehntes Anwendungsgebiet erkämpft. Das Bestreben, auch im Schiffbau den Wettbewerb aufzunehmen, lag infolgedessen nahe. Die Entwicklung und der Verlauf dieses Kampfes ist höchst interessant. Das Endergebnis hat allerdings zur Zeit völlig den Charakter einer Niederlage. Der Eisenbetonschiffbau ist praktisch genommen aufgegeben. Es besteht wohl auch wenig Aussicht, daß etwa infolge steigender Veredlung der Rohstoffe ein neuer Anstoß zur Wiederaufnahme des Baugedankens gewonnen wird, wenigstens soweit es sich um den Bau von Schiffen, d. h. also von Verkehrsfahrzeugen handelt. Der zunftmäßig instinktive Widerstand des Seemanns gegen das „Steinschiff“, der an

und für sich begreiflich ist, würde zu überwinden sein, denn er hat beim Übergang vom Holz- zum Eisenschiffbau in gleicher Schärfe bestanden und ist sehr schnell durch die Macht der Tatsachen beseitigt worden. Die große, vielleicht unüberwindliche Schwäche des Eisenbetonschiffes liegt aber in der Empfindlichkeit der steinernen Schiffshaut gegen örtliche Stoßwirkungen. Sie sind bei der Größe der Massen und den nicht unerheblichen Geschwindigkeiten einerseits und der meist sehr kleinen Angriffsfläche andererseits so stark, daß die Festigkeitseigenschaften des Betons nicht entfernt ausreichen, um sie aufnehmen zu können. Alle anderen technischen oder wirtschaftlichen Probleme treten an Bedeutung gegen diese Frage zurück.

Wenn dem Eisenbetonschiffbau trotzdem im Rahmen dieses Buches ein kurzer Abschnitt gewidmet wird, so geschieht dies aus zwei Gründen.

In den wenigen Jahren, in denen sich das Interesse weiter Kreise dem Problem lebhaft zugewandt hat, ist so viel vorzügliche eisenbetontechnische Arbeit in Praxis und Theorie geleistet worden, daß die gemachten Erfahrungen und Erfindungen die Technik des Massivbaues im besten Sinne befruchtet

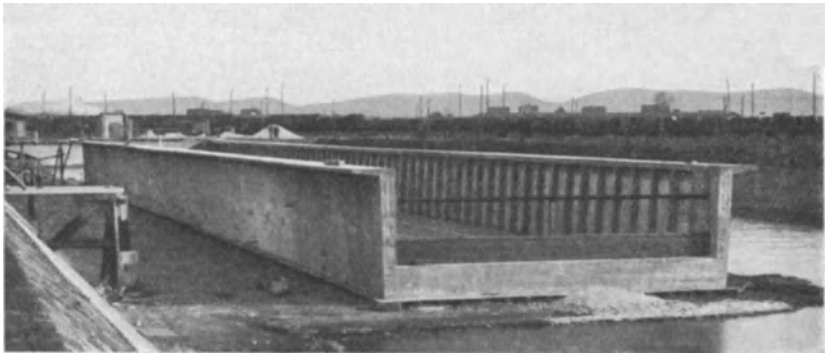


Abb. 497. Eisenbetondock.

und bereichert haben. Ferner aber sind dem Gebiet des Schiffbaues nicht nur die Verkehrsfahrzeuge allein zuzurechnen, sondern auch die Schiffsgefäße, Prähme, Pontons und Schwimmdocks, die keine oder nur ganz unwesentliche Eigenbewegungen auszuführen haben. Bei diesen Bauwerken wird es immer möglich sein, die steinerne Haut vor örtlichen Stößen durch geeignete Schutzmaßnahmen zu bewahren. Daher dürfte auf diesem Gebiet eine weitere Entwicklung durchaus im Rahmen des Möglichen liegen.

Die geschichtliche Entwicklung des Eisenbetonschiffbaues ist ganz kurz folgende. Die erste praktische Eisenbetonausführung war ein „Schiff", ein kleiner Ruderkahn, den Lambot auf der Weltausstellung 1854 in Paris ausstellte und der jahrzehntelang im Betrieb blieb. Das Lambotsche Patent liegt also zeitlich erheblich vor den bekannten „Monierpatenten" aus den siebziger Jahren, die unmittelbar die Aufwärtsbewegung des Eisenbetonbaues einleiteten.

Die ersten ernsthaften Versuche, größere Schiffe aus Eisenbeton herzustellen, hat dann der Italiener Gabellini seit dem Jahre 1896 unternommen. Im Anschluß hieran setzte die Bewegung in Nordamerika und Holland vielleicht am stärksten ein; weniger umfangreich, aber doch ebenso zielbewußt, wurde sie in Skandinavien, der Schweiz, Frankreich und Deutschland gefördert. Während des Weltkrieges und in den ersten Nachkriegs-

jahren wurde dann überall fleißig konstruiert und gebaut; von einfachen Leichtern bis zu großen seegehenden Schiffen von 8000 t erstreckte sich der Kreis der Bauaufgaben. Aber der durchschlagende Erfolg blieb aus. Mit dem allmählichen Abklingen der Unsicherheit auf dem internationalen Baustoffmarkt setzte sich die Überlegenheit des Stahlschiffbaues unaufhaltsam wieder durch. Für den interessierten Leser seien einige kleine Schriften genannt, die diese Vorgänge schildern und zugleich auch die einschlägigen Literaturquellen enthalten:

Boon, A.: Der Bau von Schiffen aus Eisenbeton. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn 1918.
Rüdiger, M.: Der Eisenbetonschiffbau. Berlin: Julius Springer 1919.
Dr. Petry: Zur Frage des Eisenbetonschiffbaues. Charlottenburg: Zementverlag 1920.
Dr. Teubert: Der Eisenbetonschiffbau. Berlin: Boll & Pickardt 1920.

In Abb. 497 ist ein Eisenbetonschwimmdock veranschaulicht, in dem mehrere Eisenbetonschiffe gebaut und repariert wurden. Diese Art Bauwerke werden, wie oben erwähnt, vielleicht in Zukunft berufen sein, der Bauweise wieder ein neues Anwendungsgebiet zu erschließen.

Anhang.

Der Anhang enthält:

A. Literatur. Seite
I. Sammelwerke und Lehrbücher 471
II. Taschenbücher 472
III. Zeitschriften 472
IV. Periodisch erscheinende Schriften 473

B. Bestimmungen und Vereinbarungen.
I. Behördliche Bestimmungen 473
II. Sonstige Bestimmungen und Vereinbarungen 475

C. Einheitliche Bezeichnungen.
I. Mathematische Zeichen 475
II. Maßeinheiten 476
III. Formelgrößen 476

D. Sachverzeichnis.

Für die Zusammenstellung des Inhaltes des Anhanges sind folgende Gedanken maßgebend gewesen.

Zu A.: Die Übersicht der einschlägigen Literatur ist für den Praktiker wertvoll, weil ihm wohl nur in seltenen Fällen einigermaßen kritisch gesichtete Zusammenstellungen zur Verfügung stehen.

Zu B.: Die Behörden sind sowohl quantitativ wie qualitativ die wichtigsten Bauherren. Sie sind ihrer Eigenart nach stark an Vorschriften und Erlasse gebunden. Neben den vom Reich erlassenen Bestimmungen sind die preußischen Erlasse als Beispiel zusammengestellt. In den anderen Ländern werden sehr ähnliche Vorschriften bestehen. Die Aufzählung hat den Zweck, dem Leser zu zeigen, auf welchen Gebieten er mit solchen Bestimmungen zu rechnen hat, damit er sich rechtzeitig unterrichten kann. In vielen Fällen ist auch die Kenntnis der vielfachen Vereinbarungen wichtig, die nicht unmittelbar behördlichen Charakter tragen, die aber in ihrer Bewertung ähnlich einzuschätzen sind.

Zu C.: Die Bestrebungen „Einheitliche Bezeichnungen“ einzuführen, sind zur Zeit sehr rege. Wenn auch noch kein allgemeingültiger Zustand geschaffen ist, so wird eine Zusammenstellung nach dem heutigen Stande manchem von Nutzen sein.

A. Literatur.

I. Sammelwerke und Lehrbücher.

Verfasser	Titel	Verlag	Ort und Jahr d. letzt. Auflage
Boost, H.	Der Beton- und Eisenbetonbau (284 S.)	H. Sadowsky	Darmstadt, 1920
Herausgeber: F.v.Emperger	Handbuch für Eisenbetonbau (14 Bd.)	W. Ernst & Sohn	Berlin, 3. Aufl. ab 1921
Herausgeber: K. Esselborn	Lehrbuch des Hochbaues. 1. Bd. (835 S.)	W. Engelmann	Leipzig, 3.—8. Aufl. 1922.
K. Esselborn	Lehrbuch des Tiefbaues. 1. Bd. (835 S.), 2. Bd. (894 S.)	W. Engelmann	Leipzig, 6.—8. Aufl. 1922
W. Frank	Eisenbetonbau. (327 S.)	K. Wittwer	Stuttgart, 3. Aufl. 1920
M. Foerster	Die Grundzüge des Eisenbetonbaues (424 S.)	Julius Springer	Berlin, 2. Aufl. 1921
K. Hager	Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons (382 S.)	R. Oldenbourg	München und Berlin, 1916
Herausgeber: Th. Landsberg u. a.	Handbuch der Ingenieurwissenschaften (5 Teile.) Besonders Teil II „Brückenbau" in 4 Bdn.	W. Engelmann	Leipzig
E. Haimovici	Der Eisenbetonbau (Bd. 275 der Sammlung „Natur u. Geisteswelt", 124 S.)	B. G. Teubner	Berlin u. Leipzig, 2. Aufl. 1918
L. Hess	Baumechanik für Eisenbeton (102 S.)	F. Deuticke	Wien u. Leipzig, 3. Aufl. 1920
H. Kayser	Eisenbetonbau (Bd. 19 von Teubners technischen Leitfäden, 129 S.)	B. G. Teubner	Berlin u. Leipzig 1923
C. Kersten	Der Eisenbetonbau (3 Teile) (366 + 283 + 195 S.)	W. Ernst & Sohn	Berlin I. 13. Aufl. 1925 II. 11. Aufl. 1922 III. 3. Aufl. 1923
E. Mörsch	Der Eisenbetonbau (2 Bde.)	K. Wittwer	Stuttgart. 5. Aufl. ab 1920.
E. Probst	Vorlesungen über Eisenbeton (2 Bde., 631 + 650 S.)	Julius Springer	Berlin, 2. Aufl. ab 1923.
Riepert	Elementare Einführung in den Eisenbetonbau (2 Teile, 263 + 231 S.)	Zementverlag G. m. b. H.	Charlottenburg I. 5. Aufl. 1924 II. 1. Aufl. 1921
K. Rößle und O. Henkel	Der Eisenbetonbau (Bd. 349 der Sammlung Göschen, 146 S.)	W. d. Gruyter & Co	Berlin u. Leipzig, 2. Aufl. 1919
R. Saliger	Der Eisenbeton (635 S.)	A. Kröner	Leipzig, 5. Aufl. 1925
H. Schlüter	Eisenbetonbau (2. Bde., 426 + 407 S.)	H. Meusser	Berlin, 2. Aufl. ab 1920

II. Taschenbücher.

Foerster, M.: Taschenbuch für Bauingenieure, 2 Bde. (1112+1297 S.). Berlin: Julius Springer, 4. Aufl. 1921.

„Hütte", des Ingenieurs Taschenbuch, III. Teil (1340 S.), Berlin: W. Ernst & Sohn, 24. Aufl. 1924.

„Betonkalender", 2 Teile (479 + 486 S.). Berlin: W. Ernst & Sohn, 20. Jahrgang 1926.

„Zementkalender" 400 S., Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1926.

III. Zeitschriften.

(in deutscher Sprache erscheinend).

Name	Erschienene Jahrgänge	Verlag	Erscheinungsort
Armierter Beton fortgesetzt als	1908—1919	Julius Springer	Berlin
Der Bauingenieur	Seit 1920	Julius Springer	Berlin
Die Bautechnik	Seit 1923	W. Ernst & Sohn	Berlin
Deutsche Bauzeitung, Beilage „Mitteilungen über Zement, Beton- und Eisenbetonbau“	Seit 1904	DeutscheBauzeitung G. m. b. H.	Berlin
Schweizerische Bauzeitung	Seit 1883	C. Jegher	Zürich
Beton und Eisen	Seit 1902	W. Ernst & Sohn	Berlin
Der Eisenbau	Seit 1910	Wilh. Engelmann	Leipzig
Der Industriebau	Seit 1910	C. Scholtze	Leipzig
Ingenieur-Zeitschrift (früher „Technische Blätter“)	Seit 1921 (1869—1920)	Verlag technischer Zeitschriften G. m. b. H.	Teplitz-Schönau
Mitteilungen des Deutschen Ingenieur-Vereins in Mähren, fortgesetzt als	1912—1921	Deutsche Technische Hochschule Brünn	Brünn
Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure in der tschechoslowakischen Republik	Seit 1922		
Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst, früher als Wochenschrift	1920—1922 (1895—1919)	Österr. Staatsdruckerei	Wien
Tonindustriezeitung	Seit 1877	Chemisches Laboratorium für Tonindustrie, Prof. H. Seger u. Cramer G. m. b. H.	Berlin
Zeitschrift für Bauwesen, Ingenieurbauteil	Seit 1851	G. Hackebeil A.G.	Berlin
Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins	Seit 1849	Österr. Staatsdruckerei	Wien
Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik	Seit 1921	V.D.I.-Verlag G. m. b. H.	Berlin
Wochenschrift Zement	Seit 1912	Zementverlag G. m. b. H.	Charlottenburg
Zentralblatt der Bauverwaltung	Seit 1881	G. Hackebeil A. G.	Berlin

IV. Periodisch erscheinende Schriften.

Name	Zeit des Erscheinens	Ort des Erscheinens	Verlag
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton (bis 1925: Hefte 1 bis 54 und A bis E)	Seit 1910	Berlin	W. Ernst & Sohn (früher F. Deuticke)
Berichte über die Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins	Seit 1898	Berlin	Tonindustrie-Zeitung
Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons (bis 1925: 30 Hefte)	Seit 1904	Berlin	W. Ernst & Sohn.
Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens	Seit 1901	Berlin	Kommissionsverlag Julius Springer
Jahrbücher der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen	Seit 1925	Berlin	V.D.I.-Verlag G. m. b. H.
Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt zu Berlin-Dahlem	Seit 1883	Berlin	Julius Springer
Protokolle der Verhandlungen des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten	Seit 1902	Charlottenburg	Zementverlag G. m. b. H.

B. Bestimmungen und Vereinbarungen.

I. Behördliche Bestimmungen.

Von den für das ganze Gebiet des Deutschen Reiches gültigen Vorschriften sind für den Massivbau von unmittelbarer Bedeutung:

1. „Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung vom 4. Nov. 1904“ (Reichsgesetzblatt 1904, Nr. 47) mit Nachträgen.
2 „Richtlinien für den Entwurf und die Ausführung von Eisenbetonbauten“ (Erlaß des Reichsverkehrsministers vom 31. Okt. 1922).
3. „Besondere Bedingungen für die Berechnung, Herstellung, Lieferung und Aufstellung von Eisenbetonmasten bei Kreuzungen von Starkstromanlagen mit der Deutschen Reichsbahn“ (Erlaß des Reichsverkehrsministers, Reichsgesetzblatt, Abt. A, S. 440).

Eine Auswahl der wichtigsten für Preußen herausgebenen Erlasse enthält die folgende Zusammenstellung:

Erlaß vom:	Preußischer Ministerialerlaß betreffend:	Veröffentlicht: Z. d. B.
30. April 1902	„Bestimmungen für die Berechnung der Standfestigkeit von Schornsteinen“	1902, S. 297
16. März 1910	„Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement“	1910, S. 189
16. März 1910	„Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Eisenportlandzement“	1910, S. 189
9. Febr. 1912	„Berechnung von Eisenbetonbalken mit eingelegten Drahtwicklungen in der Druckschicht	1912, S. 105
14. Jan. 1913	Gewichte ebener Decken aus Hohlsteinen	1913, S. 65
13. Jan. 1916	„Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton“ und „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton“	1916, S. 113
22. Nov. 1917	„Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement“ (Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin und Zementverlag, Charlottenburg.)	1917, S. 605
23. Nov. 1918	„Baupolizeiliche Behandlung ebener Steindecken bei Hochbauten“	1918, S. 505
25. April 1919	„Entwurf zu einer Bauordnung“	1919, S. 225
3. Juni 1919	„Musterbeispiele zu den Bestimmungen für Ausführung von Bauten aus Eisenbeton vom 13. Jan. 1916“	1919, S. 265
24. Dez. 1919	„Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe“	1920, S. 45
28. April 1921	„Nachträge zum Entwurf einer Bauordnung“	1921, S. 249
7. Febr. 1923	Sicherheitsvorschriften bei der Aufsetzung neuer Geschosse auf bewohnte Gebäude	1923, S. 96
21. März 1923	Prüfung von Probewürfeln bei Beton- und Eisenbetonbauten	1923, S. 167
11. Sept. 1923	Dinorm 105 „Mauerziegel (Backsteine)“. Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin	1923, S. 504
18. Nov. 1923	Zulassung von Hohlsteinen für Brandmauern	1923, S. 564
2. Jan. 1924	Statische Berechnnng von Riegeln eiserner Fachwerkwände	1924, S. 24
24. März 1924	Auslegung der Hochbaubelastungsbestimmungen	1924, S. 124
30. April 1924	„Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Zuschlagstoff für Beton und Eisenbeton“	1924, S. 168
20. Mai 1924	Verwendung von Hochofenzement	1924. S. 224
14. Aug. 1924	Schornsteine aus Betonkaminsteinen	1924, S. 302
11. Nov. 1924	Schornsteine aus Kalksandsteinen und Ersatzbaustoffen	1924, S. 426

Erlaß vom:	Preußischer Ministerialerlaß betreffend:	Veröffentlicht: Z d. B.
13. Febr. 1925	„Grundsätze für die Verwendung von Schwemmsteinen zu Bauzwecken"	1925, S. 112
25. Febr. 1925	Dinorm 1350 „Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung und für Form- und Stabeisen". Beuth-Verlag G.m.b.H., Berlin	1925. S. 179
25. Febr. 1925	„Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl sowie aus Gußeisen, Stahlguß (Stahlformguß) und geschmiedetem Stahl in Hochbauten"	1925, S. 193
12. März 1925	Baupolizeiliche Bestimmungen über Feuerschutz (feuerbeständige und feuerhemmende Bauweisen) . .	1925, S. 159
15. März 1925	Änderung des Musters zu einer Bauordnung	1925, S. 160
18. Mai 1925	„Vorschriften für Eisenbauwerke, Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken". Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin	1925, S. 300
	Dinorm 1071 „Straßenbrücken, Abmessungen", und Beiblatt. Beuth-Verlag G.m.b.H., Berlin.	
9. Sept. 1925	Bestimmungen . . . . . A. Für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. B. Für Ausführung ebener Steindecken. C. Für Ausführung von Bauwerken aus Beton. D. Für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.	Beton u. Eisen 1925, S. 404

Die hauptsächlichsten Bestimmungen dieser Zusammenstellung sind auch für die übrigen Länder mit meist nur geringfügigen Änderungen gültig.

Ferner sind für den Bauingenieur zahlreiche Bestimmungen nicht rein technischer Natur, z. B. über Arbeiterschutz und Arbeiterfürsorge auf Baustellen, Benachrichtigung der Behörden beim Antreffen vorgeschichtlicher und geologischer Funde, Naturschutz usw. von Wichtigkeit. Diese Fragen werden teils vom Reich, teils von den einzelnen Ländern geregelt. Außerdem sei auf die örtlichen Baupolizeibestimmungen und die Sonderbestimmungen für die bauliche Anlage von Theatern, Warenhäusern u. dgl. hingewiesen.

II. Sonstige Bestimmungen und Vereinbarungen.

Industrielle Verbände und fachliche Ausschüsse haben in den letzten zwei Jahrzehnten in reger und von großen Gesichtspunkten geleiteter Tätigkeit Leitsätze verschiedenster Art geschaffen, die allgemeine Beachtung verdienen. Soweit diese Leitsätze nicht durch ministerielle Erlasse in die Reihe der behördlichen Vorschriften aufgenommen sind, seien sie hierunter aufgeführt:

1. „Leitsätze für Hohlmauern aus Betonsteinen" (Entwurf aufgestellt vom Deutschen Betonverein E. V. und vom ständigen Eisenbetonausschuß des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins.

2. „Vorschriften für die Prüfung von Traß". (Angenommen vom Verbande für die Materialprüfungen der Technik vom 27. I. 1922.) Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen 1921, S. 144.

3. „Leitsätze für die einheitliche Prüfung von Kalk" Februar 1911. Verlag der Tonindustrie-Zeitung, Berlin.

4. „Einheitliche allgemeine Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbundes". Ausgabe vom 14. Oktober 1924.

5. „Deutsche Bedingungen für Bauarbeiten". (Herausgegeben vom Deutschen Betonverein E. V. und vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V.) Januar 1925.

6. „Technische Vorschriften für Bauleistungen". (Bearbeitet vom Reichs-Verdingungsausschuß)

7. „Deutsche Industrie-Normen" (D.I.N.). Beuth-Verlag G.m.b.H., Berlin.

C. Einheitliche Bezeichnungen.

I. Mathematische Zeichen.

$=$	gleich
$\equiv$	identisch mit
$\neq$	nicht gleich
$\approx$	nahezu gleich
$\cong$	kongruent
$\sim$	ähnlich
$<$	kleiner als
$>$	größer als
∞	unendlich
$\parallel$	parallel
$\#$	gleich und parallel
$\perp$	rechtwinklig zu
$\sphericalangle$	Winkel (z. B. $\sphericalangle \alpha$)
$\sqrt{\ }$	Wurzel aus
Δ	endliche Zunahme
d	vollständiges Differential
∂	partielles Differential
Σ	Summe von
$\int$	Integral
,	Dezimalzeichen (Komma unten)

Zur Gruppeneinteilung bei größeren Zahlen sind weder Komma noch Punkt, sondern Abstände zu verwenden.

$+$	plus, und, positiver Wert, z. B. $+M$
$-$	minus, weniger, negativer Wert, z. B. $-M$
1.	erstens
/	je, z. B. t/m = Tonnen je m
(1)	Nummerung von Formeln

Die Formelnummern sollen links seitlich von der Formel stehen.

$^0/_0$	vom Hundert, Prozent
$^0/_{00}$	vom Tausend, Promille
$\overline{AB}$	Strecke AB
$\widehat{AB}$	Bogen AB
$2^0\ 3'\ 4'$	2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden (in der 360^0-Teilung)
$2^0\ 3'\ 4''$ n. T. (neue Teilung)	2 Grad 3 Minuten 4 Sekunden (in der 400^0-Teilung).

II. Maßeinheiten.

mm	Millimeter
cm	Zentimeter
dm	Dezimeter
m	Meter
km	Kilometer
"	englischer Zoll
mm^2	Quadratmillimeter, Millimeterquadrat
cm^2	Quadratzentimeter, Zentimeterquadrat
dm^2	Quadratdezimeter, Dezimeterquadrat
m^2	Quadratmeter, Meterquadrat
m^3	Kubikmeter, Meterwürfel
cm^4	Zentimeter hoch vier
g	Gramm
kg	Kilogramm
t	Tonne
kg/cm^2	Kilogramm je Quadratzentimeter
t/m^2	Tonne je Quadratmeter
kgcm	Kilogrammzentimeter
tm	Tonnenmeter
km/h	Kilometer je Stunde
m/sek	Meter je Sekunde
^{0}	Celsiusgrad
at	Atmosphäre

III. Formelgrößen.

a) Allgemein:

V	Rauminhalt
γ	Raumeinheitsgewicht
G	Gewicht ($G = V \cdot \gamma$)
g	Fallbeschleunigung
m	Masse $\left(m = \frac{G}{g}\right)$
v	Geschwindigkeit
t	Temperatur, Temperaturunterschied
ε_t	Wärmeausdehnungszahl (linear)
Δl, Δs	Längenänderung (Endlänge weniger Anfangslänge)
ε	bezogene Längenänderung $\left(\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}\right)$
E	Elastizitätsmodul, Elastizitätsmaß
α	Dehnungszahl, (elastische) Dehnbarkeit $\left(\alpha = \frac{1}{E} = \frac{\varepsilon}{\sigma}\right)$
γ	Gleitung (im Bogenmaß)
G	Schubmodul, Gleitmaß
β	Schubzahl, (elastische) Schiebbarkeit $\left(\beta = \frac{1}{G} = \frac{\gamma}{\tau}\right)$

F Querschnitt
F_{erf} erforderlicher Querschnitt
J Trägheitsmoment
J_p polares Trägheitsmoment ($J_p = J_x + J_y$)
J_{xy} Zentrifugalmoment für die Achsen x und y
S Statisches Moment einer Fläche
W Widerstandsmoment
i Trägheitshalbmesser $\left(i = \sqrt{\frac{J}{F}}\right)$
s Länge eines Stabes
s_K Knicklänge eines Druckstabes
λ Schlankheitsgrad $\left(\lambda = \frac{s_K}{i}\right)$
ω Knickzahl
ν Knicksicherheit, Sicherheitsgrad
S Stabkraft
M Biegungsmoment
M_D Verdrehungsmoment
Q Querkraft
N Längskraft, z. B. bei Bogen
$\mathfrak{A}$ Arbeit, Formänderungsarbeit
σ Zug- oder Druckspannung, Normalspannung
τ Scherspannung, Schubspannnung

b) Ingenieurbauwerke.

l Stützweite
w Lichtweite
b Breite
h Höhe
f Pfeilhöhe, Durchbiegung
r Halbmesser
d Durchmesser
$\varnothing$ Sinnbild für Durchmesser
G ständige Einzellast
g gleichmäßig verteilte ständige Last je Längeneinheit
P Verkehrseinzellast
p gleichmäßig verteilte Verkehrslast je Längeneinheit
q $= g + p$
W Windeinzelkraft
w gleichmäßig verteilter Winddruck je Längeneinheit
A, B lotrechte Auflagerkräfte für Endstützen
C_1, C_2 ... lotrechte Auflagerkräfte für Mittelstützen
H wagerechte Auflagerkraft (Horizontalschub)
R Mittelkraft einer Kraftgruppe
K Knickkraft
M_g Biegungsmoment aus der ständigen Last
M_p Biegungsmoment aus der als ruhend angenommenen Verkehrslast
M_t Biegungsmoment aus Wärmewirkung
M_w Biegungsmoment aus Winddruck usw.
$\max M$ größtes positives Biegungsmoment
$\min M$ größtes negatives Biegungsmoment
M_x Biegungsmoment an der Stelle x
M_{px} Biegungsmoment an der Stelle x, herrührend von der Verkehrslast
M_1, M_2 ... Biegungsmoment im Knotenpunkt 1, 2 ...
M_{p_1} Biegungsmoment im Knotenpunkt 1, herrührend von der Verkehrslast
A_g Auflagerdruck aus der ständigen Last usw. sinngemäß wie bei M
Q_g Querkraft aus der ständigen Last usw. sinngemäß wie bei M
σ_{zul} zulässige Normalspannung
τ_{zul} zulässige Scherspannung (Schubspannung)
φ Stoßzahl

c) Eisenbetonbau.

x = Abstand der Nullinie vom gedrückten Rand.
y = Abstand des Druckmittelpunktes von der Nullinie.
z = Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt.
F_b = Betonquerschnitt ohne Abzug der Eiseneinlagen, geometrischer Querschnitt.
F_e = Gesamtquerschnitt der Eisen eines Druckgliedes, insbesondere der Längseisen mittig belasteter Säulen.
F_k = Querschnitt des umschnürten Betonkerns bei umschnürten Säulen.
F_s = Querschnitt der in Längseisen umgewandelten Umschnürung.

E_b = Elastizitätsmaß des Betons.
E_e = Elastizitätsmaß des Eisens.
$n = \frac{E_e}{E_b}$ = Verhältnis der beiden Elastizitätsmaße.
F_e = Querschnitt der Zugeisen bei Biegung.
F_e' = Querschnitt der Druckeisen bei Biegung.
σ_b = Druckspannung des Betons bei Biegung und in Säulen.
σ_e = Zugspannung des Eisens bei Biegung } Zustand II (Ausschluß der Betonzugspannungen).
σ_e' = Druckspannung des Eisens bei Biegung }
σ_{bz} = Zugspannung des Betons }
σ_{bd} = Druckspannung des Betons } im Zustand I (Mitwirkung der Betonzugspannung).
σ_{ez} = Zugspannung des Eisens }
σ_{ed} = Druckspannung des Eisens }
τ_0 = Schubspannung des Betons im Zustand II.
τ_1 = Haftspannung des Betons am Eisen.
d = Gesamthöhe bei Rechteckbalken und Platten.
d_0 = Gesamthöhe bei Plattenbalken.
h = Abstand des Schwerpunktes der gezogenen Eisen vom gedrückten Rand, Nutzhöhe.
h' = Abstand des Schwerpunktes der gedrückten Eisen vom gedrückten Rand.
b = nutzbare Druckgurtbreite bei Plattenbalken, Breite von Rechteckquerschnitten.
b_0 = Rippenbreite bei Plattenbalken.
u = Umfang der Eisen.
$f_e = \frac{F_e}{b}$ = Zugeisenquerschnitt auf die Breiteneinheit.
$f_e' = \frac{F_e'}{b}$ = Druckeisenquerschnitt auf die Breiteneinheit.

D. Sachverzeichnis.

Abbinden 113.
Abdeckplatte, Anordnung der 324.
— für Stützmauern 258.
— Höhenlage der 324.
Abdeckung, Wasserdichte 370.
Abmessung, Spannung und — der Bauglieder 164.
Abminderungszahlen nach Foerster 200.
Abrams, Versuche von — betr Anmachewasser 80.
Abreißen 140.
Abreißversuche 140.
Abschrägungen an Parallelflügel-Widerlagern 325.
Abschwertung 394.
Adhäsion 141.
Ästhetische Bestimmungen 255.
Äußere Kräfte 3.
Agatz, „Organisation von Tiefbaustellen" 113.
Albert, „Baumaterialienlehre" 53.
Alca-Schmelzzement 77.
Alcazement 71.
Alemannia Superior, Zement 77.
Altersstufen 154.
Alzement 71.
Angreifende Kräfte 3.
Anhang 471.
Anhydrit 50.
Ankerkörper, Versuche mit —n 142.
Anlauf der Pfeiler 339.
Anmachewasser 80.
Annäherungsrechnung betr. Plattenbalken nach Mörsch 201.
Anschlußmomente 451.
Anschlußstab, Verdrehungswinkel eines unbelasteten — es 450.
Anstriche für Beton 417.
Arnstein, „Einflußlinien statisch unbestimmter, elastisch gelagerter Tragwerke" 316.
— Untersuchungsmethode 454.
Ast, Feodor, „Der Beton und seine Anwendung" 95.
Atmosphärilien 41.
Auflagergelenke 376.
Auflast für Erddruckermittelung 22.
Aufsatzsteine, Verwendung von —n 441.
Aufsichtsfläche von Stützmauern 258.
Ausbeute 120.
Ausbeute- und Bedarfsziffern 122.
Ausbeuteziffern 121.
Ausflußrohr 371.
Auslaßöffnung für Brückenentwässerung 371, 372.
Ausrüsten 393.
— der Gewölbe 400.
Ausrüstungsfuge 393.
— Höhenlage der 394.
Ausrüstungsverfahren 401.
Ausrüstungsvorrichtungen 393, 401.
Ausschalen 124, 153.
Auswitterung 51.

Bachsches Versuchsergebnis betr. Streifenbelastung 380.
Bach u. Graf, Versuche von 129.
— Versuche mit Granitgelenken 375.
Bahnhofshallen 406, 407, 409.
Bahnsteig-Hallentypen 410.
Balken 147, 193.
— Ausbildung der 280.
Balkenbiegungsprobe 97.
Balkenbrücken 277.
— -Widerlager 353.
Balkendecke in I-Form 442.
Balkendecken 433.
Balken, Einfache — auf zwei Stützen 277, 279.
— Eingespannter 282.
— Geschlitzter 102.
— mit Kragarm 283.
Balkenquerschnitt, Beanspruchung eines —s 273.
Balkenschalung 403.
Balkentragwerk, Querschnittsform des —s 344.
Balkentragwerk, Statische Grundlagen für 343.
Balken- und Rahmenbrücken 290.
— — mit einer Öffnung 342.
— — mit mehreren Öffnungen 356.
Barkhausen, H., Doktor-Dissertation 316.
— Wälzgelenkberechnung nach 385.
Basalt 49.
Basaltlava 49.
Bauelemente 47.
— Lebendige 69.
— Tote 48.
Bauformen, Besondere 456.
— der Brücken, Systematische Einteilung der 267.
— Typische 429.
Bauglied 164.
Bauglieder 256.
Baugrund, Beschaffenheit des — es 254.
Bauhöhe, Reichliche und beschränkte 199.
Bauleiter 96.
Baumann, Heft 231 der Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens 68.
Baumstark, Formel von — betr. günstigste Rippenentfernung 266.
Baupolizeibehörden 96.
Bauprogramm 254.
Bauschinger, Gesetz von — betr. Spannung in Bleigelenk 380.
Baustahl St 48, Hochwertiger 63, 249, 250.
Bausteine, Gewinnung und Verarbeitung der natürlichen 51.
— Künstliche 52.
— Gebrannte künstliche 52.
— Ungebrannte künstliche 53.
Baustoffbedarf 123.
Baustoff, Biegungsfester 166.
— — massiver 217.
— Druckfester 166.
— Eigengewicht des —s 4.

Baustoff, Massiver 43, 81.
— Nur druckfeste massive 216.
— Raumgewicht von —en 27.
Bautechnische Durchbildung 438.
Bauteile, Eigengewichte von —n 28.
Bauten besonderer Art 32.
Bauvorgang bei Gewölbebau 396.
Bauwerke 256.
— Gewölbte — mit einer Öffnung 294.
Bauwerke, Gewölbte — mit mehreren Öffnungen 333.
— Übersicht ausgeführter 368.
Bauxit 77.
Beaufort-Sklala betr. Winddruck 13.
Bedarfsziffer 121.
Behälterbauten 411.
Behälterboden, Höhenlage des —s 412.
Behälter für Massengüter 420.
— Kreisförmiger 413.
— mit gewölbter Bodenplatte 415.
— mit rechteckigem Grundriß 416.
— mit wagerechter Bodenplatte 414.
Behältersohle im Gelände 412.
— über Gelände 413.
Behälterwand 416.
— Untersuchung der zylindrischen — auf Zug 418.
Bekohlungsanlage 425.
Belastungsgleichwerte 10.
Bendixen, „Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen“ 451.
Berechnungsverfahren für Gelenke nach Hertz, Köpcke und Barkhausen 383.
Bermbach, „Baustoffe, besonders Kunststeine, ihre Herstellung und Verwendung“ 53.
Beschickungsanlagen 421.
Bestimmungen 1925 91.
— Behördliche 474.
— Sonstige — und Vereinbarungen 475.
— und Vereinbarungen 474.
Beton 91.
— -ansichtsflächen 112.
— Anstriche für 417.
— -arten 118, 145.
— Beförderung der Masse vom Mischort zur Verwendungsstelle 113.
— Beförderungsart für 114.
Beton, Befreiung des —s von künstlicher Stützung 124.
— Behandlung des —s bis zum Eintritt der Ruhe am Verwendungsort 111.
— -deckung 151.
— Druckfestigkeit des —s 98.
— Einbringen der Masse des —s 118.
— Elastisches Verhalten des —s in höherem Alter 126.
— Entwickelung des —s in höherem Alter 125.
— -Festigkeiten 101.
— Festigkeitsabfall von — bei Erhitzung 139.
— Festigkeitszunahme des —s in höherem Alter 125.
— Füll- 120.
— -güte: Einfluß der — auf die Haftfestigkeit 141.
— Guß- 119.
— -kalender 472.
— Konsistenz des —s 146.
— Längenänderungen von 129.
— -mischmaschinen 94.
— Pflege des —s 124.
— Porenarten des —s 135.
— Porenbildung des —s 135.
— Porenvolumen des —s 134, 135.
— Raumgewicht des —s 134.
— Scher- u. Schubfestigkeit des —s 101, 103.
— Schütt- 119.
— Schwinden und Dehnen des —s in höherem Alter 129.
— -spritzverfahren 115.
— Stampf- 118.
— -Steinnester 118.
— und Eisen, Gemeinsame Wirkung von 140.
— Unterwassererhärten des —s 129.
— Verhalten des —s im Feuer 139.
— Wärmeausdehnungszahl des —s 158.
— Wärmeleitung des —s 137, 138.
— Wasserdichtigkeit des —s 130.
— Wasserdurchlässigkeit des —s 136, 137.
— Weicher 119, 136.
— Zugfestigkeit des —s 100.
Betonzugspannungen, Ausschluß von 237.
— nach den Vorschriften 1916 353.
Bettungsdruck 32.
Bettungskoffer 352.
Bettungsziffer 32.
Bewehrung, Einfache 167.
Bewehrungsverhältnis 225.
Bewehrungsziffer 178, 220.
— Einfluß wechselnder 180, 197.
— von Ecken und Kanten 354
— Wirkung der 141.
Bezeichnungen, Einheitliche 476.
Biegeversuch an Eisenbetonbalken 162.
Biegung, Doppelte 230.
— Einfache 230.
— Reine —: M 166.
Biegungselastizitätsziffer 128.
Biegungsfester Baustoff-Eisenbeton 166.
Biegungsfläche, Schichtlinien der 435.
Biegungsversuch mit einem Schleudermast 468.
Biegungszugfestigkeit 100.
Biegung und Längskraft: M/N 226.
— und Querkraft: M/Q 211.
Bierbaumer, „Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes“ 465.
Bindedraht 147.
Bindemittel 46, 69, 70.
— Magnesiahaltige 79.
Binder 83.
— für Lehrgerüste 394.
Binderabstand für Lehrgerüste 395.
Binderformen 398.
— der Lehrgerüste 397.
— für Hallen und Schuppen 407.
Bindezeit 113.
Birk, A., „Der Wegebau. III. Teil: Der Tunnelbau“ 465.
Björnstad, „Die Berechnung von Steifrahmen“ 451.
Blankenheim, Tunnel bei 463, 465.
Bleich, „Die Berechnung statisch unbestimmter Systeme nach der Methode des Viermomentensatzes“ 451.
Bleigelenk 379.
Blockbauweise für Eisenbetonschornsteine 461.
Blockfundament 453.
Blockverband 83.
Bock, „Die Ziegelfabrikation“ 53.
Bodenplatte der Wasserturmbehälter, Gewölbte 415.
— — Wagerechte 415.
Bodenpressung 37.
— Zulässige 37.
Boerner, „Vorschriften und Formeln“ 360.
Böschung, Natürliche 257.

Böschungsflächen, Natürliche 15.
Böschungswinkel 15, 18.
Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn 278.
— mit aufgehängter Fahrbahn 292.
— mit teilweise angehängter Fahrbahn 279.
Bogenbrücken 273.
Bogen, Eingespannter 299, 300.
Bogenfachwerk für Lehrgerüst 400.
Bogenquerschnitt, Beanspruchung eines —s 272.
Bohnagen, „Der Kunststein. Handbuch" 54.
Boon, A., „Der Bau von Schiffen aus Eisenbeton" 470.
Boost, „Der Beton- u. Eisenbetonbau" 92, 471.
Bordschwellen 270.
Bordstein 346.
Brandversuche 159.
Brems- und Anfahrkräfte 9, 13.
Breymann, „Allgemeine Baukonstruktionslehre" 90.
Bronneck, „Einführung in die Berechnung der im Eisenbetonbau gebräuchlichen Rahmen" 451.
Bruchflächenbeschaffenheit 51.
Bruchfuge 295, 313.
Bruchgefahr für Zwischenpfeiler 336.
Bruchlast, Zunahme der — mit steigender Bewehrung 220.
Bruchsteinmauerwerk 82.
— Pfeiler aus 89.
Brücke, Hauptteile einer 268.
Brücken 267.
— Abmessungen gewölbter 8.
— Eigengewicht, gewölbter 5.
— Gewölbte 273.
— — mit mehreren Öffnungen 288.
— mit Fahrbahntafel auf tragenden Querträgern 368.
— ohne tragende Querträger 364.
Brückenbau, Wichtige Einzelheiten im 368.
Brückenbreite, Zerlegung der 345.
Brückenklassen 12.
Brüstung, Standsicherheit der 391.
Brüstungen 390.
— Auflösung massiver 389.
Bügel 147, 214.
Bügelabstand 225.
Bügelformen 219.
Büsing-Schumann, „Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen" 92, 95.
Bulb-Eisen 66.
Bundschuh, Tabellen von 189.
Burchartz, „Die Prüfung und die Eigenschaften der Kalksandsteine" 54.
— „Hydraulische Kalke" 73, 84.
— „Luftkalke und Luftkalkmörtel" 84, 85, 88.
— „Traßmörtel" 86.
Busch, Referat betr. Winddruckfrage 14.

Cardanische Lösung 238.
Cement — gun 115.
Ciment, électrofondu oder électrique 77.
— fondu 77.
Clapeyronsche Gleichungen 358.
Coldrerio-Tunnel 465.
Considèresche Hypothese 155.
Coulombsche Erddrucktheorie 15, 19.
Culmannsche E-Linie 19.

Dampfwalzen 11.
Decke eines Dachgeschosses 445.
— Eisenlose 431.
— Trägerlose — im Vierwege- und Zweiwegesystem 442.
Decken 430.
— Statische Grundlagen für 430.
— Systematische Einteilung der 431.
— Trägerlose 435.
Deckenlösungen 430.
Deckensteine 52.
Dehnen, Schwinden und 36.
Dehnungen 167.
Dehnungsfähigkeit 155.
Dehnungsschaubild der Zugspannungen des Eisens 64, 65.
Dehnungsverteilung 153.
Diabas 49.
Diagonalbügel 149, 219.
Dichtigkeit, Grenzen der 133.
Dichtigkeitsgrad 105, 130.
Dichtigkeitskurven 135.
Dichtigkeitsverhältnisse 51.
Dichtmachen des ganzen Brückenquerschnittes 369.
Dichtung von Flüssigkeitsbehältern 416.
Dimensionierer 185.
Dimensionierungstafeln von Stock 242.
Diorit 49.
Döring, „Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton" 461.
Dolezalek, C., „Der Eisenbahntunnel" 465.
— „Der Tunnelbau" 465.
Dolomite 50, 71.
Donath, A., „Untersuchungen über den Erddruck auf Stützwände" 23.
Doppelbewehrung 177.
Doppelkeil 401.
Doppelte Bewehrung 185, 187.
Dreiecksfachwerk 357.
Dreigelenkbogen 308.
— Bemessung eines —s 7.
— Momentengrenzwerte und Durchbiegungen 402.
— Scheitelsenkung eines —s 373.
Dreimomentengleichungen 358.
Dreiquartiere 83.
Dreiteilung beim freitragenden Lehrgerüst 400.
— der Brücken 267.
Druckabfallkurven 137.
Druckbelastung, Exzentrische 100.
Druckecke, Bewehrung einer 356.
Druck-Elastizitätsziffern des Betons 128.
Druckfester Baustoff 166.
Druckfestigkeit 98.
Druckfestigkeitswerte, Mittlere 99.
Druckfestigkeitszunahme mit dem Alter 126, 127.
Druckplatte 439.
Druckplattenbreite 193.
Druckspannungen, Zulässige für Mauerwerk 89.
Druck- und Biegungsspannungen 231.
Druckversuche an Würfeln 95.
Druckverteilungskurven für Silowände 32.
Dümmler, „Handbuch der Ziegelfabrikation" 54.
Durchbiegung, Bleibende 162.
Durchbiegungen 160.
Durchbildung, Bautechnische 438.
Durchgangspunkt 372.
Durchlaufende Balken, Bezeichnungen für 359.
Durchlaufender Träger 358, 362.
Durchlaufendes Tragwerk mit mehreren Stützen 357.
Dyckerhoff-Doppel, Zement 77.

Eckausrundung, Einfluß der 356.
Eckverbindungen, Steife 446.
Ehlers, G., Tabelle von 244.
— „Die Clapeyronsche Gleichung als Grundlage der Rahmenberechnung“ 451.
Eigengewicht 3.
Eigenlast 3.
Eigenlasten, Ermittelung 4.
Eigenspannungen des Eisenbetons 158.
Eigenspannungswerte des Eisenbetons nach Saliger 156.
Einbettungslänge, Einfluß der 141.
Einflüsse, Zerstörende 40.
— — chemischer Art 40.
— — physikalischer Art 42.
Einflußlinien, Tabellen für Ordinaten von 360.
Eingelenkbogen 315, 316.
Eingespannter Balken, Voll und teilweis 343.
— Bogen, Einflußlinie des —n —s 307.
— — Momentengrenzwerte und Durchbiegungen 401.
— — I. Verfahren 300.
— — II. Verfahren 303.
— Rahmen 285.
Einheitsquerschnitte für den Eisenbetonbau nach Otzen 170.
Einlassungstiefe für Geländerpfosten 390.
Einleitung 1.
Einpressungen 68, 69.
Einschnitt, Brücke über einen 294.
Einspannung des Widerlagers 285.
— Künstliche 283.
Einspannungsgrad 286, 300.
Einspannungsmoment, Aufnahme des —s 283.
— in der Fundamentsohle 285.
Einzelbögen, Mehrere 278.
— Zwei 277.
Einzelfundament 453.
Eisbrecher 342.
Eisen 62.
— Einbetonierung der 151.
— Festigkeits- u. Dehnungszahlen des —s 64.
— Hochgeripptes 66.
— Kaltverdrehtes 65.
— Wärmeausdehnungszahl des —s. 62.
Eisenabstand, Abweichung des —es 199.
Eisenauszug 150.
Eisenbahnbrücke nach den Eisenbetonbestimmungen 353.
Eisenbahnbrücken 352.
— -Querschnitt 352.
Eisenbahnschwellen 32.
Eisenbauwerke, Neue Vorschriften für — der deutschen Reichsbahn 1922 248.
Eisenbeton, Dehnungen des —s 155.
— Dichtigkeit des —s 146.
— Eigenspannungen des —s 153, 156, 158.
— Einbringen der Masse des —s 144.
— Elastizität des —s 154.
— Entwicklung des —s in höherem Alter 154.
— Fachwerkmaste 466.
— Festigkeit des —s 154.
— Verhalten des —s im Feuer 159.
Eisenbetonbalken, Arbeitsfestigkeit des —s 143.
— Biegeversuch an 162.
— Durchbiegung eines 163.
— Widerstandsmoment des 170.
— Formelgrößen für 477.
Eisenbetondecke 433, 438.
Eisenbetondock 469.
Eisenbetongelenk 381.
Eisenbetonmaste 466.
— nach Hennebique 467.
Eisenbetonplatte, Volle 432.
Eisenbetonrahmenbau, Belastungsfall M/N im 244.
Eisenbetonscheitelgelenk 381.
Eisenbetonschiffbau 468.
Eisenbetonschiffe 33.
Eisenbetonschornsteine, Bauausführung der 461.
Eisenbetonschwimmdock 470.
Eisenbewehrung, Aufteilung der 147.
Eisenbiegeplan 150.
Eisendeckung, Einfluß einer Änderung der 182.
Eiseneinlage, Steife u. schlaffe — 64.
Eiseneinlagen, Betondeckung der 151.
Eisengeflecht 147.
Eisenportlandzement 71, 74, 77.
Eisenverteilung 149.
Elastische Gewichte 304.
Elastisches Verhalten des Baustoffes 3.
Elastizitätsgleichung 167.
Elastizitätsmaß E_b 161.
Elastizitätstheorie 307.
Emperger, „Handbuch für Eisenbetonbau“ 471.
— Probebalken nach 98.
—s „Umschnürtes Gußeisen“ 63.
Engels, H., „Untersuchungen über den Seitendruck der Erde auf Stützwände“ 23.
Engessersche Keiltheorie 427.
Entlastungshohlräume 330.
Entmischen 115.
Entmischungsgefahr 120.
Entschalungsfristen 124, 153.
Entwässerung bei mehreren Öffnungen 371.
Entwässerung, Quergefälle der 370.
Entwerfen 299.
Entwurf 254.
Entwurfsgestaltung der Brücken 294.
Entwurfsgrundlagen 294.
Entwurfsverfahren 183, 187, 199.
Erdabschluß, Möglichkeiten des —sses 298.
Erddruck 14, 16, 17.
— Aktiver 15, 18.
— Angriffspunkt des —s 22.
— Annäherungsrechnung für 22.
— Darstellung des —s 22.
— für wasserbauliche Anlagen 23.
— Literatur über 23—26.
— Passiver 23, 37.
— Rechnerische Ermittelung des —s 19, 20.
— Zeichnerische Ermittelung des —s.
Erddruckdreieck 20.
Erddruckermittelung, Auflast für 22.
Erhärtungskurven 125.
Erhärtungszeit 113.
Ersatzlast 13.
Ersatzquerschnitt für dreieckigen Stufenquerschnitt 455.
Erschütterung 115.
— Einfluß einer — nach dem Anmachen 115.
Erstarrungsart der Eruptivgesteine 48.
Eruptivgesteine 48.
— Eigenschaften der 49.
Erzsilo 423.
— Großräumiges 423.
Erzzemente 76.
Esselborn, „Lehrbuch des Hochbaues“ 90, 471.
— — Tiefbaues“ 472.
Estrichgips 79, 80.
Euler-Formel 219, 247.
— -Hyperbel 248.

Fachwerkträger, Knoten von —n 356.
Fahrbahnbefestigungsarten 270.

Fahrbahndecken, Eigenlast der 4.
Fahrbahnplatte, Volle 280.
Federgelenke 377, 378.
Fehlerstrecke 196.
Feinkorn 56.
Feldstreifen 443.
Festigkeitsabfall bei Hitze 159.
— bei Mörtel 114.
Festigkeitszunahme 125, 154.
— Vergleich der —n 126.
Feuchtigkeitsgehalt 107.
Feuerbeständigkeit 51.
Feuerstein 50.
Feuerungsrückstände als Zuschlag 61.
Flächenlagerung 2.
— Einspannung durch 285.
Flächenteilung für Zellensilos 423.
Flechtarbeit 149.
Flechtwerk 152.
Fliehkräfte 9.
Flügel 324, 354.
Flügelabdeckung 328
Flügelende, Ausgestaltung des —s 328.
Flügelmauer 296.
Flügelmauerwerk 298.
Flügel, Rechtwinkliger 298.
— Senkrechte 329.
— Vorderfläche und Hinterwand des —s 328.
Flügelwände 325.
Flüssigkeitsbehälter 411.
— Entwurfsgrundlagen für 411.
Foerster, M., Abminderungszahlen nach 200.
— „Die Grundzüge des Eisenbetonbaues" 92, 472.
— „Lehrbuch der Baumaterialienkunde" 54, 82.
— „Taschenbuch für Bauingenieure" 472.
Formänderungen 160.
Formänderungszone 209.
Formelgrößen 476.
Formsteine 52, 81.
Frank, W., „Eisenbetonbau" 472.
— Querverteilung der Raddrücke nach 350.
Franzius, Erddrucktabellen von 23—25
— Versuche von — betr. passiven Erddruck 23, 38.
Freifallmischer 94.
Fritsche, Die „Berechnung des symmetrischen Stockwerkrahmens mit geneigten und lotrechten Ständern mit Hilfe von Differenzengleichungen" 451.
Frostbeständigkeit 51.
Frostperioden, Einwirkung von 125.
Frostprobe 42.
Frostwirkung auf Beton 123.
— Festigkeitsabfall durch 123.
Füllbeton 120.
Füllgutarten 423.
Füllmauerwerk 415.
Füllungsgrad 105.
Fuge, Klaffen der Zugseite einer 311.
Fundamentausbildung 453.
Fundamentbegrenzung 259.
Fundamentberechnung für Rahmenbrücke 354.
Fundamente 453.
Fundamentformen 337.
Fundamentklotz 453.
Fundamentsohle, Ausbildung der 321.
— Druckverteilung bei gebrochener 322.
Fundamentverbreiterung 337.
Funk, „Die linearen Differenzengleichungen und ihre Anwendung in der Theorie der Baukonstruktionen" 451.
Fußgelenkkonstruktion 283.
Futtermauern 257.

Gabbro 49.
Gabellini, Versuche von — betr. Eisenbetonschiffbau 469.
Gaehme, Dissertation 383.
Gebäude und Gebäudeteile 405.
Gefahrenkurve 260.
Gegengewichtskragarm, Balken mit 283.
Gehler, „Der Rahmen" 355, 449.
Gehwegbrücken 345.
Gehweg- und Fahrbahnabschluß, Grundformen für 345.
— und Fahrdamm, Höhenlage von 345
Geländelinie, Gebrochene 21.
Geländer 390.
Geländerausbildung 389.
Geländerdruck 13.
Geländerfuß, Spannung im 391.
Geländer und Brüstungen 389.
Gelenkberechnung nach Barkhausen 386.
Gelenkberechnung nach Hertz 384.
Gelenkberechnung nach Köpcke 385.
Gelenkbleiplattenstärke 380.
Gelenke 372.
Gelenke, Eiserne 377.
— Systematische Einteilung der 375.
— Vollkommene 379.
— zur Aufnahme von Längs- und Querkräften 377.
— zur Aufnahme von Querkräften 377.
Gelenkige Lagerung 376.
Gelenkpunkte 447.
Gelenkquader, Versuche mit —n 382.
Gelenkrahmen, Mehrstieliger 293.
Gemenge, Entstehung des formbaren —s 91.
Geradstabwerke 446.
Gerberbalken 361.
Gerbergelenk für Eisenbetonbalken 377.
Gerhardt, „Baustoffkunde" 54.
Gesperre für Lehrgerüste 394.
Gesteine, Metamorphe 50.
Gewichte, Elastische 304.
Gewicht, Spezifisches 56.
Gewichtsschätzung 4.
Gewichtsstützmauern 257.
Gewichtsverhältnisse 51.
Gewölbe 299.
Gewölbeanwendung, Möglichkeiten der 295.
Gewölbebelastung durch Längshohlräume 331.
— — Querhohlräume 331.
Gewölbehälften, Mittelkräfte der 314.
Gewölbe mit Längsauflösung 276.
— mit Querauflösung 276.
— mit voller Überschüttung 276.
— und Pfeilerstärken, Extreme für 334.
— Zerstörungsgefahren des —s 320.
Gewölbezonen 396.
Gewölbe, Zwei getrennte 277.
Gewölbte Bauwerke mit einer Öffnung 294.
— —mit mehrerenÖffnungen 333.
— Wand 261.
Geyer, Tabellen von 189.
Gips 50, 79.
Gipsstein 72, 79.
Gitterträger, Nietloser 66.
Glaser, „Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmt. Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues" 451.
Gleichgewicht, Kampf ums 1, 2.
Gleisbahnen 8.

Gleisbettung, Normale 268.
Gleiten 140.
Gleitfläche, Lage der 325.
— und Erddruckbestimmung 264.
Gleitmodul 127.
Gleitwiderstand 143.
Glimmerschiefer 50.
Glinzer, „Baustoffkunde“ 54.
Gneis 50.
Goslichsche Versuche 109, 110.
Goudronanstrich 370.
Grätenstreckmetall 66.
Graf, „Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk“ 87.
— Formel von — betr. Wasserzementfaktor und Betonfestigkeit 111.
— „Versuche über die Druckfestigkeit von Mauerwerk“ 88.
Granit 49.
— Schwedischer 50.
Graucob, Doktor-Dissertation 159.
Graukalk 71, 79.
Grauwacke 50.
Griot, „Interpolierbare Tabellen“ 360.
Grobkorn 56.
Größenverhältnisse der Behälterabmessungen 411.
Großgüterwagen, Raddruck von 9.
Großporen, Maiersche Feststellung der 136.
Grüning, Versuche von — über Winddruck 14, 30.
Grundplatte 454.
— Kreisförmige 454.
Gruppenauflösung mit Mittelöffnung 292.
Gruppenaufteilung, Brücke mit 291.
— — ohne 291.
— 342.
Gruppenpfeiler 333, 341, 342.
Gruppenpfeileranordnung 289.
Güterschuppen 408.
Gurtstreifen 443.
Gußbeton 119, 136.
Gußeisen, Umschnürtes 63.

Haag, A., „Grundzüge des Unterwassertunnelbaues“ 465.
Härtegrad 51.
Haeseler, E., „Stütz- und Futtermauern“ 23.
Haftfähigkeit 143.
Haftfestigkeit 143.
Haftspannungen 143.
Haftspannungen, Verteilung der 141.
Hager-Mörschsche Tabellen 205.
Hagers Bemessungstafel 206.
— „Vorlesungen über Theorie des Eisenbetons“ 93, 472.
Haimovici, „Der Eisenbetonbau“ 472.
Hakenform, Einfluß der 149.
Hakenformen 149.
Hallen, Geschlossene 405.
— Offene 407.
Hambloch, „Der rheinische Schwemmstein“ 54.
Hambloch, „Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag in seiner Bedeutung für das Baugewerbe“ 86.
— „Der Traß“ 85.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften 472.
— für Eisenbetonbau 471.
Handelseisen 63.
Handelszement 75.
Handmischung 95.
Hartbrandziegel 52, 90.
Hartgesteine 51.
Hartmann, „Die statisch unbestimmten Systeme des Eisen- und Eisenbetonbaues“ 349.
Haupteisenbahnen 8.
Hauptspannungen 39, 102, 211, 212.
Hauptträger, Parallele — ohne Querträger 343.
— Zwei — mit Querträgern 344.
Heine, System — für Eisenbetonschornsteine 462.
Heinzerling, Formel von 5.
Hennebique, Eisenbetonmaste nach 467.
Hertwig, „Die Lösung linearer Gleichungen durch unendliche Reihen“ 451.
Hertz, Wälzgelenkberechnung nach 384.
Hess, L., „Baumechanik für Eisenbeton“ 472.
Heusinger u. Waldegg, „Die Ziegel-, Röhren- und Kalkbrennerei“ 54.
Hinrichsen-Memmler, „Das Materialprüfungswesen“ 51.
Hintermauerungssteine 52.
Hirschwald, „Leitsätze für die praktische Beurteilung, zweckmäßige Auswahl und Bearbeitung natürlicher Bausteine“ 54.
Hitzegrade 160.
Hochbaubelastungsvorschriften 27, 89.
Hochbau, Lehrbuch des — es von K. Esselborn 471.
Hochofenschlacke 71.
— Granulierte 53.
Hochofenzement 71, 74, 78.
Hochwertiger Baustahl St. 48 249, 250.
— Zement 74, 75.
Hoffmann, „Die Getreidespeicher, ihre bautechnische und maschinelle Einrichtung“ 424.
Hohlmast 466.
Hohlräume längs der Brückenbahn 273.
— quer zur Brückenachse 273.
— Tunnelartige 333.
Hohlraumfüllung 133.
— -prozente 58.
— -querschnitt 441.
Hohlsteindecke 433, 434, 439.
— Durchlaufende 439.
Hohlsteine 52.
Holz 67.
— Einpressungen des — es 68.
— Möglichkeiten der Druckbeanspruchung des — es 69.
— Spannungsellipse für 69.
— Zulässige Spannungen für 67.
Holzbeton 163.
Holztabelle 67.
Hookesches Gesetz 167, 231.
Horizontalschub des Gewölbes 320.
Housselle, Formel von 5.
Hüsersche Versuche, Druckverteilung bei den — n — n 383, 384.
„Hütte“, des Ingenieurs Taschenbuch 472.
Hüttenzemente 74.
Hydratationsprozeß 76.
Hydratisierung 131.
Hydratwasser 109.
Hydraulefaktoren 77.
Hydraulischer Kalk, Normenfestigkeit 84.
— Modul 76.

Ideeller Querschnitt 168.
Ingenieurbauwerke, Formelgrößen für 477.
Ingenieurhochbauten 404.
— Belastungsannahmen für 27.
— Eigenlasten der 27.
Ingenieurwissenschaften, Handbuch der 472.
Intze-Behälter mit unterem Bock 416.

Jackson, Dissertation 356.
— Spannungsgrößen des Holzes nach 68.
Jahr, „Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit von Fabrikschornsteinen aus Mauerwerk, Eisen und Eisenbeton“ 462.
Johnson, Versuche von Professor 12.
Jurakalk 89.

Kämpfer, Annahme der 323.
Kämpferdrücke 299, 309.
Kämpferdruckschnittlinie 302.
Kämpferdruckumhüllungslinie 303.
Kämpferentwässerung 371.
Kahn-Eisen 66.
Kaimauer als Winkelstützmauer mit Rippen 266.
Kalk 70, 71.
Kalk, Doktor-Dissertation 61.
Kalk, Hydraulischer 71, 72, 79.
Kalksandhartsteine 90.
Kalksandsteine 53, 90.
Kalkschiefer 50.
Kalk, Schwefelsaurer 72.
Kalksteine 50.
Kalktraß-Zementmörtel 70.
Kalktuff 50.
Kaltbiegeprobe 63.
Kantenschutz 346.
Kaolin 50.
Kaolinisierung der Feldspäte 49.
Kaufmann, G., „Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen“ 184.
— W., „Statik“ 317.
Kayser, H., „Eisenbetonbau“ 472.
Keck-Hotopp, „Vorträge über Elastizitätslehre“ 317.
Kendall Freitag, „Fire prevention and Fire Protection“ 160.
Kernpunktmoment 226.
Kersten, C., „Der Eisenbetonbau“ 472.
Kiepenheuer, „Kalk und Mörtel“ 71.
Kies 54.
Kieselschiefer 50.
Kiesmischung, Günstigste 60.
Kiessand 54.
Killig, Laboratoriumsbuch 76.
Kirchhoff, K., „Die Statik der Bauwerke“ 23, 317.
Kirchner, H., „Rüstungsbau“ 113, 404.
Klärbeckenanlage mit kreisförmigem Grundriß 412.
Kleinbahnen 10.
Kleinlogel, „Einflüsse auf Beton“ 42, 417.
— Mehrstielige Rahmenformen nach 448, 452.
— Rahmenformen nach 447, 448, 452.
— -scher Stahlbeton 62.
Klingenberg, Doktor-Dissertation 170.
Klinker 52, 90.
Knaebel, Doktor-Dissertation 349.
Knickbelastung, Fall II 247.
Knickberechnung 246.
Knickgefahr 246.
Knickkraft 247.
Knicksicherheit 248.
Knicksicherheitsnachweis 252.
Knickspannung 247.
Knickspannungslinie 248.
Knickzahl ω 247, 248
Knopscher Siebsatz 60.
Knotenpunke in Stockwerksgebäuden 405.
Kochprobe 103.
Kochsalzlösung als Zusatz zum Beton 124.
Koeffiziententabellen von Stock 244.
Kögler, Formeln von 7.
— „Vereinfachte Berechnung eingespannter Gewölbe“ 317.
Köpcke, Wälzgelenkberechnung nach 385.
Körner, Lagerung der 46.
Kohäsionsgrad 124.
Kohlenbunker 422.
Kohlensilos 423.
Kollergänge 94.
Koller, „Künstliche Baumaterialien, ihre Herstellung und Anwendung“ 54.
Kollmar, „Auflager und Gelenke“ 373.
Kolloide Stoffe 81.
Kommerell, O., „Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk“ 465.
— Tafeln für Straßenbrücken aus einbetonierten Walzträgern nach 351.
Kompromißlösung für Randträgerform 346.
Konsistenz 108.
Konsistenzprobe 108, 119.
Konsoleisen 148.
Kornbeschaffenheit 55.
Kornform bei Sand und Kies 56.
Kornlagerung, Theoretische 58.
Kornoberfläche 59.
Kosten, Darstellung der 289.
Kräfte, Angreifende 3.
— Angreifende, innere 33.
— Widerstehende 37.
Kraftangriff außerhalb des Querschnitts 229.
Kraftebene und Querschnitt 34.
Kraftwirkungen 209.
Kraftzerlegung für Lehrgerüstschalung 396.
Kranzhölzer 395.
Kreüger, Formel von — betr. Druckfestigkeit von Mauerwerkspfeilern 88.
— und Eriksson, „Untersuchungen über das Wärmeisolierungsvermögen von Baukonstruktionen 138“.
Krey, H., „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe“ 23.
Kreuzverband 83
Kristen, Th., Doktor-Dissertation 61.
Kronenbreite von Stützmauern 258.
Krügersche Versuche betr. Gelenkquader 386.
Kuball, „Zweigelenkrahmen aus Eisenbeton mit Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes“ 452.
Kuchenprobe 103.
Kühl und Knote, „Die Chemie der hydraulischen Bindemittel“ 73, 76.
Kuhhorn 342.
Kunststeinstufen 455.
Kunsttuffsteine 53.
Kunze, Dr. W., Tabellen 244.
Kuppel, Betonierungsfolge der 410.
Kuppeln 410.

Längenänderungen 154, 160.
— von Beton 129.
Längsbewehrung, Anordnung der 218.
Längsgefälle der Brückenentwässerung 269.
Längshohlräume 331.
Längskräfte, Berücksichtigung der — beim eingespannten Bogen 301.
Längskraft, Biegung und —: M/N 226.
—: N 216.
Längs- und Querauflösung, Verbindung von 321, 332.
Längs- und Querkraft 34.
— —: N/Q 245.
Läufer 83.
Lagerfugen 82.

Lagerung am Hang 330.
— der Körner 46.
— Gelenkige 376.
Lage, Unrichtige — der Eisen im ⊤-Querschnitt 198.
Lambots Eisenbetonschiff 469.
Landanschluß einer Brücke 267, 270.
Landolt u. Boernstein, Phys.-chem. Tabellen von 138.
Landpfeiler 336, 337.
Lang, G., „Anleitung zum Entwerfen und zur statischen Berechnung gemauerter Schornsteine" 462.
— „Der Schornsteinbau" 462.
— „Holz als Baustoff" 68.
Langsambinder 76.
Lastenschema 8, 9.
Lastenzüge, Schematische 8, 9.
Lastkraftwagen 11.
Lastminderungsziffern 351.
Lastscheide 313.
Lastverteilung 10.
— auf eine Platte 29.
Laufplatte 456.
Lebendige Bauelemente 69.
Lederer, „Analytische Ermittelung und Anwendung von Einflußlinien" 360.
Lehm 50.
Lehner, „Die Kunststeine" 54.
Lehrbücher, Sammelwerke und 471.
Lehrgerüste, Dreiteilung der 393.
— Feste 394, 397.
— Freitragende 394, 397, 400.
— für gewölbte Bauwerke 393.
— Überhöhung der 397.
Lehr- und Schalgerüste 392.
— für Balkenbrücken 402.
Leibbrand 379.
Leichtsteine 53.
Leukolith 72.
Lewe, V., „Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks" 360, 452.
— „Die strenge Lösung des Pilzdeckenproblems" 435.
Linkkalk 70.
Link- oder Stahltraß 71.
Literatur 472.
Litergewicht 56, 57, 58.
—, Füllungsgrad und Festigkeit 105.
Löschprozeß 72.
Loeser, „Bemessungsverfahren" 187.
— Tabellen von 188.
Lokomotivschuppen, Grundriß von 406.
Lucas, G., „Der Tunnel, Anlage und Bau" 465.
Lührs, Tafeln von 189.
Lufft, „Druckverhältnisse in Silozellen" 427.
Luftdruck, Statischer 14.
Luftkalk 72, 79.
Luftkalkmörtel 70. 83, 84.
— Stoffbedarf für 84.
Luftschicht bei Schornsteinen 457.
Luftziegel 52.

Magerungsmittel 54.
Magnesia 71.
Marcus, „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten" 435.
Marmor 50, 51.
Maschinen-Betonstein 88.
Maschinenmischung 94.
Maßeinheiten 476.
Massivbau 43.
Massiver Baustoff 43.
Maste 33.
Materialfestigkeit 52.
Materialkonstanten nach Gaehme 388.
Materialprüfungswesen 51.
Mathematische Zeichen 475.
Mauersteine 52.
Mauerwerk, Aufgehendes 297.
Mauerwerk aus künstlichen Steinen 82, 90.
— natürlichen Steinen 82, 89.
Mauerwerk, Druckfestigkeit des —s 87,
— Festigkeit und Elastizität des —s 87.
Mauerwerksarten 82, 83.
Mauerwerksfestigkeit 52.
Mauerwerkspfeiler, Festigkeit von —n 88.
Mauerwerk, Zulässige Druckspannungen für 90.
Mauerziegel 52, 90.
Maximal- und Minimal-Stützlinie 311.
Meerwasser 42, 80.
Mehrtens, „Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften" 23, 317.
Melan, Druckverteilung auf gebrochener Fundamentfläche nach 322.
— J., „Der Brückenbau" 113, 317.
Melansche Annahme betr. Wirkung der Zugzone 203.
Melaphyr 49.
Memmler, „Das Materialprüfungswesen" 41.
— u. Burchartz, „Handbuch für Eisenbetonbau", 2. Aufl., 2. Bd. 92.
Mengenverhältnis 95.
Menschengedränge, Belastung durch 12.
Mergel 50.
Messen 107.
Metamorphe Gesteine 48, 50,
Michaelis, Dimensionieren 185.
— Quellungstheorie von 131.
Mineralverband 48.
Mineralzusammensetzung 48.
Minimal-Stützlinie 311.
Mischen des Betons 94.
Mischer mit drehendem Behälter 94.
Mischungsverhältnis 145.
Mittelbrandziegel 52.
Mittelkorn 56.
Mittelkraftlinien für Stützmauer 259.
Mittelpfeiler, Tragsystem des —s 334.
Mittelsteg 441.
M-N-Q 164.
Modul, Hydraulischer 76.
Möller-Brücke 279, 280.
Möller, M., „Erddrucktabellen" 23.
Mörsch, Annäherungsrechnung, betr. Plattenbalken 201.
— „Der Eisenbetonbau" 93, 142, 472.
— Graphische Darstellung der Widerstandsmomente nach 170.
— Säulendimensionierungstafel nach 224.
— sche Tafel betr. Plattenbalken 200.
— und Thullie, Versuchsreihen von 102.
— Untersuchung der Winkelstützmauer nach 263.
— Zahlentafeln und Diagramme von 245.
Mörtel 70, 83.
Mörtelfestigkeit 87.
Mörtel, Hydraulischer 70.
Mörtelmischmaschinen, Baugrundsätze für 94.
Mohssche Härteskala 51.
Momentenflächen für voll und teilweise eingespannten Balken 343.
Momentenstützkraft 450.
Momenten-Übergangszahlen 451.
Momentenverlauf für Stockwerkrahmen 450.
Momentenverwandlung für Balken 305.
— für Bogenträger 305.
Momentenzahlen 454.

Moment, Längs- und Querkraft: $M/N/Q$ 245.
Montageeisen 148.
Moorwasser zur Betonbereitung 81.
Müller-Breslau, H., „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ 317.
— „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“ 317.
— „Erddruck auf Stützmauern“ 23.
— Erddruckversuche von 19.
— Formel von — betr. Druckspannung in der Kämpferfuge 6.
— sches Verfahren, Benutzung der ω-Werte 361.
Müller, R., Säulenanordnung nach 452.
— sche Säulenstellung 453.
M- u. Q-Fläche für Plattenbalken 216.
Muschelkalk 50, 89.

Nadai, „Elastische Platten“ 434, 435.
Nagelbarkeit der Bausteine 53.
Nakonz, „Die Berechnung mehrstieliger Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme 452.
Natursteinstufen 455.
Naturzement 71, 74.
Naviersche Gleichung 285.
Nebenbahnen 10.
Nebenwiderlager 332.
Niederschlagwasser, Abführung des —s 368.
Nitzsche, „Materialbedarf und Dichtigkeit“ 123.
Nomogramme 185.
Normalbinder 113.
Normalformat der Ziegel 83.
Normallast 314.
Normenkuchen 113.
Normenprüfungen 104.
Normung von Schotter, Kies und Sand 55.
Notstützen 145, 153.
Nullinie, Schwerachse und 228.
Nutzlasten 28.
Nutzlast für Ingenieur-Hochbauten 27, 28.

Oberflächenentwässerung 369.
Obergerüst 393.
Obergerüst, Auflösung des —es in mehrere Zonen 399.
Organische Substanzen, Verunreinigung des Betons durch 81.
Ostenfeld, Aktiver Erddruck auf Winkelstützmauer nach 263.
— sche Parabel 248.
Otzen, Artikel — betr. hochwertige Zemente 64.
— Barkhausen, „Zahlenbeispiele zur statischen Berechnung von Brücken und Dächern“ 386.
— Einheitsquerschnitte für den Eisenbetonbau nach 170.
— Praktische Winke zum Studium der Statik“ 317.

Parabel 301.
Parabelbogen 306, 307.
Parallelflügel 296, 297, 325, 327.
— Erddruck auf 326.
— Gründung der 326.
— Nahestehende 325.
— Wirkung des Erddrucks auf 325.
Pendelgelenk 381.
Pendelstützen 293.
Pendelwalze, Stark bewehrte 381.
Petersen, R., „Erddruck auf Stützmauern“ 23, 25.
Petrographische Beschaffenheit 51.
Petry, „Zur Frage des Eisenbetonschiffbaues“ 470.
Pfeilerabmessungen 339.
Pfeileranordnung 288.
Pfeiler, Beispiele ausgeführter 338.
Pfeilerbelastung, Zusatzkräfte in der 339.
Pfeilerfußgelenk 378.
Pfeiler, Grundformen für 338.
Pfeilerkopf, Belastung des —es 337.
Pfeilerkopfknotenpunkt 363.
Pfeilermauerwerk, Aufgehendes 338.
Pfeilerquerschnitt 363.
— Aufgelöster 363.
Pfeilerquerschnitte, Trapezförmige 339.
Pfeiler, Spannung und Abmessung beim 337.
Pfeilerstellung, Brücke mit enger 290.
Pfeilervorköpfe 340, 341.
Pfeilerzahl, Wahl der 288.
Pfeilerzwickel 333.
Pflasterung 257.
Pfostenfußgelenke 354.
Pfostenfußpunkt, Einspannung am 285.
Phyllit 50.
Pilgrim, „Berechnung von Rahmenkonstruktionen“ 452.
Pilzdecke 430, 435, 443.
— in einem Lagerhaus 431.
— Momente in den Stützen der 438.
— Näherungsberechnung der 436.
Pilzdecken, Momentenwerke für 437.
Platte 147, 193.
— Kreuzweis bewehrte 434.
Plattenarten 432.
Plattenbalken 147.
Plattenbalkenberechnung 148.
Plattenbalkenbrücken aus Eisenbeton unter Eisenbahngleisen 352.
Plattenbalken, Doppelt bewehrte 201.
Plattenbalkengewölbe 278.
Plattenbalkenquerschnitte, Unsymmetrische 202.
Plattenbalken, Rechnungsbeispiel für 213.
Plattenformen 432
Plattenfundament 453.
Platten mit Hauptbewehrung nach einer Richtung 432, 438.
— Momente kreuzweis bewehrter 434.
— - oder Rippenbalken 192.
Plattenstärke und Trägerabstände für Straßenbrücken in Balkenform 347.
Plattenwand 261.
Platte und Balken, Zusammenwirken von 148.
Podeste 455.
Podestplatten aus Beton 456.
Pohlmann-Eisen 66.
Poissonsche Zahl 387.
Politurfähigkeit 49.
Porenfüllung 51.
Porphyr 49.
Porphyrit 49.
Portlandzement 71, 74.
— Hochwertiger 76.
Potenzgesetz 127.
Preußsche Versuche 356.
Prismatische Grundform der Wasserturmbehälter 416.
Prismen- oder Säulenfestigkeit 99.
Probebelastungen 161.
Probst, „Handbuch der Zementwaren- und Kunststeinindustrie“ 54, 56, 115.
— „Vorlesungen über Eisenbeton“ 93, 472.
Prüfung, Laboratoriumstechnische — der Bausteine 51, 53.

Prüfungsverfahren 167, 185, 194.
Putmans, A., „Der Schornsteinbau“ 462.
Putz als Dichtungsmittel 370.
Puzzolanerde 71, 78.

Quadermauerwerk 82.
Quartierstücke 83.
Quarzite 50.
Quell-, Brunnen-, Fluß- und Grundwasser 41.
Quellungstheorie von Michaelis 131.
Querauflösung 331.
Querdehnungen, Elastische — bei Gelenken 387.
Querdehnungs-Behinderung 223.
Quergefälle der Brückenentwässerung 270.
Querhohlräume 331.
Querkräfte und Momente 36.
Querkraft, Biegung und: M/Q 211.
Querkraft: Q 208.
Querkraftwirkung 208.
Querriegel der Zwischenpfeiler 363.
Querschnitte, Unregelmäßige 202.
Querschnittsbelastung 3, 33, 34, 35.
Querschnittsbemessungstafel nach Rossin 244.
Querschnittsformen, Sonstige unregelmäßige 202.
Querschnittsform voller Stützmauern 257.
Querschwellenoberbau 10.
Querverschiebungen 160.
Quetschgrenze des Eisens 219.
Quetschsand, Künstlicher 106.

Raddrücke, Querverteilung von —n 350.
— — der — nach Frank 350.
Raddruck, Verteilung des —s 349.
Rahmen 273, 284, 446.
Rahmenbauwerk 342.
Rahmenbrücke, Eingespannte 285.
— Widerlager einer 286.
Rahmenecke 355, 356.
— Bewehrung der 356.
Rahmen, Eingespannter 285.
— — mehrstieliger 293.
Rahmenformen 286.
— Mehrstielige — nach Kleinlogel 448.
— nach Kleinlogel 447.
Rahmen, Geschlossener 287.
— Mehrstieliger 293.
— mit Kragarmen 292.
Rahmentragwerk 284.
— Entstehung des —s 284.
Randspannungen 227.
— Zunahme der 311.
Randträger 202.
Rankine, „Handbuch der Bauingenieurkunst“ 23.
Ransome-Eisen 65.
— System — für Eisenbetonschornsteine 462.
Rauchgase 41, 457.
Raumgewicht 56.
— von Baustoffen 27.
Rebhann, G., „Theorie des Erddrucks und der Futtermauern“ 23.
— sche Erddruckkonstruktion 20.
— sche Methode 14.
— scher Satz 19.
Rechnungsbeispiel für Plattenbalken 213.
Rechtliche Bestimmungen 255.
Regellasten, Abmessungen und Gewicht der 12.
— Stellung der 13.
— Verteilung der 12.
Regenwasser 41.
Reibung der Erde an der Wand 16.
Reibungswinkel δ 18.
Reine Biegung: M 166.
Reinwasserbecken, Rechteckiges 413.
Riemchen 83.
Riepert, „Elementare Einführung in den Eisenbetonbau“ 472.
Ringmoment 454.
Ringquerschnitt 222.
Ringspannung 222.
Rinnenneigung 120.
Rippen, Abstand der 266.
Rippendecke mit ebener Untersicht 441.
Rippenhohldecke 433.
Rippenkuppel 411.
Rippenteilung 266, 347.
— zwischen den Randträgern 346.
Rißbelastung 155.
Rißbildung 101, 203.
Ritter, Formeln von 6.
— M., Doktor-Dissertation 317, 429.
Rößle, K. und Henkel, O., „Der Eisenbetonbau“ 472.
Rohland, „Der Eisenbeton, kolloid-chemische und phys.-chem. Untersuchungen“ 158.
Rohrdurchlaß 294.
Rollschichten 83.
Romanzement 71, 73.
Rosenstein-Tunnel 465.
Rossin, Dimensionierungstafel von 244.
— „Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen mit besonderer Rücksicht auf Eisenbeton“ 452.
Rostgefahr 158.
Rueb, B., Doktor-Dissertation 317.
Rüdiger, M., „Der Eisenbetonschiffbau“ 470.
Rührwerke 94.
Rüttelbeton 115.

Sackkalk 72.
Sägeschnittverfahren 401.
Säule, Bewehrte 221.
— Unbewehrte 221.
— Bruchform einer 221.
Säulenanordnung nach R. Müller 452.
Säulendimensionierungstafel nach Mörsch 224.
Säulen mit Längsbewehrung 217.
Säulenquerschnitt für $P = 80$ t 222.
Säulenquerschnittsformen 218.
Säulenschalung 403.
Säulenstellung, Müllersche 453.
— Versetzte 452.
Säulen, Umschnürte 221.
— und Stützen 148.
— verschiedenen Materials, Dimensionierung und Bewehrung von — für eine zentrische Last $P = 80$ t 223.
Safir, „Beschaffenheit, Mischungsverhältnisse und Ausbeute“ 123.
Saliger, „Der Eisenbeton, seine Berechnung und Gestaltung“ 93, 472.
— „Schubwiderstand und Verbund“ 142.
— Tabellen von —, betr. Schornsteinquerschnitte 245.
Saligers Ersatzquerschnitt für dreieckigen Stufenquerschnitt 456.
Salzsilo 424.
Sammeltrichter 372.
Sammelwerke und Lehrbücher 472.
Sand 50, 54.
Sandmischungen, Eigenschaften von 106.
Sandsteine 50.
Sandtopf 401.
Santorinerde 71, 78.
Schaechterle, „Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen“ 317, 452.

Schaftquerschnittsformen für Schornsteine 456.
Schalenkuppel 410.
Schalgerüst 393.
Schalung 112.
— Beseitigung der 112.
— für Lehrgerüst 394.
— Herstellung der 144.
Schalungskörper 151.
Scheitelentwässerung 371.
Scheitelsenkung 160.
— der Lehrgerüste 397.
Scherkraft 210.
Scherspannung 102, 209.
— Senkrechte 210.
— Wagerechte 210.
Scherspannungen, Ableitung der 209.
Scher- und Schubfestigkeit 101.
Schieferton 50.
Schiene in Stampfasphalt 270.
Schilfbeton 163.
Schiller, Doktor-Dissertation 23.
Schlackensorten als Zuschlagstoff 61.
Schlackensteine 53.
Schlackenzement 70, 78.
Schlackenziegel 53.
Schlämmprobe 61.
Schlankheitsgrad 219, 248, 307.
Schlankheitsverhältnis 219.
Schleifenbügel 219.
Schleudermast 467, 468.
— Biegungsversuch mit einem 468.
Schlüter, H., „Eisenbetonbau, Rahmen und Gewölbe“ 449.
— „Eisenbetonbau“ 472.
Schmelzzement 71, 74, 77.
Schneelast 29.
Schnellbinder 104, 113.
Schönhöfer, R., „Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau 113, 404.
— Statische Untersuchung von Bögen und Wölbtragwerken“ 317.
Schornsteinbehälter 416, 417.
Schornsteine 456.
— Belastungs- u. Spannungsannahmen 457.
— Berechnung der 459.
— Entwurfsgrundlagen für 457.
— Ministerialerlaß betr. 89.
— Neueste Feststellungen betr. Wind- und Wärmewirkung auf 460.
— Statische Berechnung der 457.
— Temperatureinfluß auf 458.
Schornsteine. Temperaturzustand der — im Betriebe 459.
— Verteilung der Wärmespannungen bei —n 460.
Schornsteinfundament 456.
Schornsteinfutter 457.
Schornsteinquerschnitte, Tabellen betr. 245.
Schornsteinzug 457.
Schrägeisen 214, 215.
Schrägschnitt durch die Gewölbe 295.
Schraubbarkeit der Bausteine 53.
Schriften, Periodisch erscheinende 473.
Schubbewehrung 194.
— eines Plattenbalkens 215.
Schubfestigkeit 103.
— Scher- und 101.
Schubspannung 102, 209.
Schüttbeton 119.
Schuppen 405.
Schutzhaube 372.
Schwachbrandziegel 52.
Schwarz, Formel zur Schätzung des Eigengewichts 4.
Schwarzkalk 71, 79.
Schwefelgehalt der Schlacken 61.
Schwefelverbindungen 159.
Schwemmsteine 53, 90.
Schwerachse und Nullinie 228.
Schwerpunkt, Elastischer — des Stabzuges 303.
Schwerpunktshauptachsen des Stabzuges 304.
Schwinden 155.
— und Dehnen 36, 129.
Schwindspannungen 157.
Schwindung, Krümmung durch 157.
Sedimentgesteine 48.
— Eigenschaften der 49, 50.
Segmentgewölbe 297, 298.
Seip, „Die Wetterbeständigkeit der natürlichen Bausteine“ 41.
Seitenstöße 9.
Setzschraube 401.
Sickerschicht 370.
Sickerschlitze 371.
Siebanalyse 59, 60.
Siebe 60.
Siebrückstände des Portlandzementes 46.
Siebsatz, Knopscher 60.
Silofüllgut 31.
Silokräfte 31.
Siloquerschnitt 31.
Silos 420.
— Entwurfsgrundlagen für 420.
— für Getreide usw. 424.
Silos, Großräumige 31, 420, 421, 427.
— mit schrägen Taschen 420, 421.
— Statische Grundlagen für 426.
— Verschlußvorrichtungen für 425.
Silowände, Druckverteilungskurve für 32.
— Lastschema für 32.
Silowand, Beanspruchung der — auf Biegung und Zug 427.
Silozelle, Momentenverlauf für die rechteckige 428.
— Rechteckige 428.
Si-Stoffe 71, 79.
Slump-Test-Methode 108.
Sohleneinspannung 419.
Sonderbestimmungen, Technische 255.
Sonnenbrand der Basalte 49.
Soziale Bestimmungen 255.
Spangenberg, Rechenmethode von 244.
— Spannungsermittelung in beliebig geformten Querschnitten nach 339.
Spannungen 2.
— Zulässige — für M/N 245, 246.
Spannungsellipse für Holz 69.
Spannungsstrombild für massives Wälzgelenk 374, 375.
Spannungstrajektorien 212.
— in der Ecke 355.
Spannungsverteilung 167.
Spannungswerte 39.
— Zulässige — für zentrischen Druck 220.
Spannungszustände, Verschiedene 203.
Spannung und Abmessung der Bauglieder 164.
Spiegel, „Mehrteilige Rahmen“ 452.
Spiralbewehrte Säulen, Dimensionierung —r — 225.
Spiralbewehrung 221.
Sprengwerk, Doppeltes — (Lehrgerüst) 399.
— Einfaches — (Lehrgerüst) 398.
Sprengwerkskonstruktion 400.
Ständerfachwerk 214, 399.
Stahlbeton, Kleinlogelscher 62.
Stahlgelenk in einem Steinbogen 379.
Stahlgelenke 379.
Stahl „St 48“ 64.
Stampfbeton 118, 135.
Stampfer 119.
Stampffuge, Einfluß der 102.
Standsicherheitsmoment 18.

Standwiderlager 297, 298.
Stegabschluß, Unterer 440.
Stegformen, Besondere 440.
Steg, Übergang vom — zur Druckplatte 440.
— Unterschneidung des —es 439.
Steife Bewehrung 253.
Steife Eiseneinlagen, Beton mit —n 252.
Steifeprobe 108, 119.
Steindecke, Eisenlose 433, 434, 439.
Steine, Haften der — durch ihre Form 440.
— Haften der — durch ihre Oberfläche 440.
Steineisendecke 433, 439.
Steine, Mehrere — zwischen zwei Rippen 441.
— Statische Bedeutung der 434.
— Verwendung von —n in verschiedenen Lagen 441.
Steinfestigkeit 52.
Steingrus 54.
Steinkorngemenge 45.
Steinpackung 257.
Steinschlag 54.
Stellungslinie 20.
Stirnmauer 323.
— Ausbildung der 324.
— Gewölbe ohne 296.
Stirnmauern 295, 296.
Stock, Dimensionierungstafeln nach 242.
— Koeffiziententabellen von 244.
Stocksche Tabellen betr. Plattenbalken 200.
Stockwerkrahmen 406.
— Momentenverlauf für 450.
— Stützenmomente eines —s 450.
Stockwerkgebäude 405.
Stöße der Eisen 150.
Stoffler, „Die Kalksandsteinfabrikation“ 54.
Stoßfugen 82.
Stoßstellen 151.
Stoßverbindungen 150.
Strahlenmoment 454.
Straßenbahnen 11.
— Achsabstände der 11.
Straßenbahnwagen, Achslasten von 11.
Straßenbrücken 345.
Straßenverkehrslasten 11.
Strassner, „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger“ 317, 452.
— Tabellen für die Einflußlinien und die Momente des durchlaufenden Rahmens 452.
Strebenanordnung, Polygonartige 400.
Strebenwerk (Lehrgerüst) 398.
Streckenlasten 27.
Streckmetall 66.
Streifenbelastung 380.
Strompfeiler 336, 340.
Strukel, M., „Der Brückenbau“ 317.
Stuckgips 79, 80.
Stützen 148, 149.
Stützenkopfbewehrung 445.
Stützenmomente eines Stockwerkrahmens 450.
Stützenquerschnitte 149.
Stützenring 415.
Stützgerüst für Silos 421.
Stützkopfausbildung 437.
Stützlinie, Abweichung der — von der Gewölbemitte 6.
— für einseitige Belastung 336.
— Grenzformen der 312.
— im menschlichen Körper 310.
— Krümmung der 310.
— Maximal- und Minimal- 311.
Stützlinientheorie 308, 334.
Stützlinienübersicht 314.
Stützmauer aus Beton 260.
Stützmauern 257.
— Aufgelöste 261.
— Fundamentsohle der 259.
— Rückenfläche der 258.
— Volle 257.
— Vorderfläche der 257.
Stützrahmen 363.
Stütz- und Futtermauern 256.
Stützung, Befreiung von künstlicher 124, 153.
Stufenformen 455.
Stufenlagerung 455.
Stufenquerschnitt, Ersatzquerschnitt für dreieckigen 455.
Stumpf, Angaben von — in Hütte III betr. Reibungswinkel δ 19.
Suter, „Die Methode der Festpunkte zur Berechnung der statisch unbestimmten Konstruktionen“ 452.
Syenit 49.
Syratalbrücke 333.
Systeme, Auflösung hochgradig unbestimmter 447.
Szilard, A., „Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme“ 118.

Tabellen für Plattenbalkenquerschnitte 244.
— von Bundschuh 189.
— von E. Geyer 189.
Tabellen von Loeser 188.
Tafeln von Lührs 189.
Tangentialkipplager 377.
Taschenbücher 472.
Teilungsmöglichkeiten für 8 m breite Brückenbahn 347.
Temperatureinfluß auf Schornsteine 458, 459.
Temperaturen, Einfluß niederer und hoher — auf die Festigkeit von Beton 123.
Temperaturunterschiede bei Schornsteinen 457.
Temperaturzustand der Schornsteine im Betriebe 459.
Tenderlokomotiven, Raddrücke von 9.
Tetmajer-Formel 248.
Teubert, „Der Eisenbetonschiffbau“ 470.
T-förmiger Querschnitt 192.
T-Formen, Ungeeignete 193.
Thiel, „Arbeitsfestigkeit des Eisenbetonbalkens“ 101, 143.
Thullie, Tabellen für Plattenbalkenquerschnitte nach 244.
Tiefbau, „Lehrbuch des —es von K. Esselborn“ 472.
Tolkmitt, Formeln von 5, 6, 7.
Tolkmitt-Laskus, „Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung gewölbter Brücken“ 317.
Ton 50, 71.
Tonerdezement 71, 74, 77.
Tonschiefer 50.
Torkretierarbeiten 117.
Torkretieren einer Kuppel 117.
Torkretverfahren 115.
— Wiederherstellungsarbeiten mittels —s 463.
— Zahlenangaben betr. 117.
Torsionsversuche 102.
T-Querschnitt der Winkelstützmauer 263.
— Entstehung des —es 193.
T-Querschnitte 193, 195.
Trachyt 49.
Trägheitshalbmesser 232.
Trägheitsmoment, Wechselndes 301.
Trageisen 147.
Tragwerk einer Brücke 267, 271.
Tragwerke mit einer Öffnung 273.
— mit mehreren Öffnungen 287.
Tragwerksystem von Brücken 293.

Trajektorien 212.
Trapezschwerpunkt 196.
Traß 71, 78.
— Zusatz von — zum Zementmörtel 86.
Traßkalkmörtel 70, 85.
— Festigkeiten von 85.
— -Mischungen 85.
— Stoffbedarf an 85.
Traßzementmörtel 86.
Travertin 50.
Treiben des Zementes 76.
Treppen 455
Treppenachsenanordnung 455.
Treppenpodeste 455.
Treppensteigung 455.
Treppenstufen aus Beton 456.
Trockenlöschverfahren 72.
Trockenmauern 81, 257.
Tunnelbau, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, I. Teil, 5. Bd. 465.
Tunnelbauten 463.
Tunnel bei Blankenheim 463.
— in Wasserburg am Inn 464.
Tunnelquerschnitt 294.
— Überhöhter 464, 465.
Tunnelrückenbetonierung 464.
Tunnelstrecken, Wiederherstellung von 464.

Überbeton 439.
Überlagseisen 148.
Umfangsbügel 149.
Umladehalle 408.
Umschließungsbügel 219.
Umschnürte Säulen 221, 225.
Umschnürung, Wirkung der 221.
Unbelastete Träger, Mitwirkung des —n —s 349.
Unbestimmte Systeme, Auflösung hochgradig —r 447.
Unna, „Bestimmung rationeller Mörtelmischungen“ 123.
Untergerüst 393.
Ursprungspackung 103.

Verblender 52.
Verbundwirkung 235.
Verdrehungswinkel eines unbelasteten Anschlußstabes 450.
Vereinbarungen, Bestimmungen und 473.
Vergleichswerte zum Beispiel einer Parkwegbrücke 348.
Verhakung 151.
Verkehrsarten, Unterteilung der 267.
Verkehrsband 9.
Verkehrsdecke der Balkenbrücken oberhalb des Tragwerkes 279.
— — unterhalb des Tragwerkes 281, 282.
— der Bogenbrücke oberhalb des Tragwerkes 273, 274.
— — unterhalb des Tragwerkes 275.
— einer Brücke 267, 268, 269.
Verkehrslast 8.
Verkehrswegkreuzungen 271.
Verkittung 94.
Verkleidungsmauern 257.
Verlorene Widerlager 297.
Vermörtelung 81.
Verschlußvorrichtungen 425.
Verspreizung 394.
Versteinerungsgrad 124.
Versteinerungsvorgang 125, 154.
Verteilungseisen 147.
Verwitterung 49.
— der Kohlen 424.
Viadukt 333.
Vicat-Nadel 113.
Vierbahnensystem 432, 443.
Vierendeel-Träger 282, 357.
Visintini-Träger 280, 281.
Vorentwürfe 255.
Vorzeichen, Wahl der 36.
Voutenausbildung in der Ecke eines Zellensilos 429.

Wälzgelenke 381.
Wärmeänderung 36.
Wärmedehnungsziffer 36, 155.
Wärmeisolierungsvermögen, Untersuchungen über das — von Kreüger u. Erikson 138.
Wärmeleitzahlen 138.
Wärmeleitung 137.
Wärmespannungen, Verteilung der — bei Schornsteinen 460.
Wagen- und Lokomotivschuppen 406.
Waldau, F., „Freistehende Schornsteine“ 459, 462.
Walzträgerbewehrung 350, 351.
Walzträger in Beton für Straßenbrücken 351.
— — für Eisenbahnbrücken 352.
Walzweichblei für Bleigelenk 380.
Wanddruck bei Behälterbauten 411.
Wandelhallen in Badeorten 407.
Wandfläche, Ideelle 21.
Wandfundament 453.
Wasserabgabe 51.
Wasseraufnahme 51.
Wasserbehälter, Statische Grundlagen für 417.
Wasserburg am Inn, Tunnel in 464.
Wasser, Chemisch reines 41.
— Komponente 107.
— Menge des chemisch gebundenen —s 109, 110.
Wasserdruck 14, 16, 17.
Wasserkalkmörtel 84.
Wasserturmbehälter, Grundformen der 414.
Wasserturm, Querschnitt und Grundrisse 415.
Wasserundurchlässigkeit des Betons 130, 136, 137.
Wasserverbrauch 110.
Wasserzementfaktor 109.
Wasserzusatz 107.
Wawrziniok, „Handbuch des Materialprüfungswesens“ 41, 51, 56.
Weber, System — für Eisenbetonschornsteine 462.
Weeses Eisenbeton-Zahlentafeln 201.
Wegele, H., „Tunnelbau“ 465.
Weichgesteine 51.
Weisgerber, Doktor-Dissertation 111.
Weiss, „Handbuch der Steinindustrie“ 54.
Werkstatthalle 409.
Werkstatt- und Fabrikhallen 406.
Wernicke, „Die Herstellung der feuerfesten Baustoffe“ 54.
Weyrauch, „Elastische Bogenträger“ 317.
Wicking-Edel, Zement 77.
Widerlager 295, 318, 353.
— Belastung des —s 330.
— Einspannung des —s 285.
— mit Parallelflügel 325.
— Statische Untersuchung des —s 353.
— Untersuchung eines —s 319.
— Verlorene 297, 298.
— Vorder- und Rückenfläche des —s 323.
Widerlagerform 321.
Widerlagermauerwerk, Aufgehendes 297.
Widerstandsmomente 170, 172, 174.
— Graphische Darstellung der — nach Mörsch 170.
— Kurven der 173, 175.
Wiederherstellungsarbeiten mittels Torkretverfahrens 463.
Wiegen 107.
Wiendieck, Doktor-Dissertation 4, 346, 368.

Wiener Stadtbahn, Wiederherstellungsarbeiten an rauchgasbeschädigten Gewölben der 465.
Windbelastung, Vorgeschriebene 30.
Winddruck 9, 14.
Winddruck auf Ingenieur-Hochbauten 29.
— Verteilung des —s auf senkrechte Wand 30.
— Zerlegung des —s 30.
Windgeschwindigkeit 13.
Windstöße 14.
Winkelflügel 327, 329.
Winkelstützmauer, Beispiel für 265.
— Eiseneinlagen der 262.
— Erdlast für 263.
— Untersuchung der — nach Mörsch 263.
Winkelstützmauern 262, 263.
— mit Rippen 264, 265.
— ohne Rippen 262.
Winkler, Annahme von — betr. Bettungsdruck 32.
— Formel von 6.
— „Neue Theorie des Erddrucks“ 23.
Winklersche Zahlen 359.
Wirtschaftliche Bestimmungen 255.
Wisselink, Tabelle von 242.
Woolson, Versuche von 139.
Wuczkowski, „Zur Statik der Stockwerkrahmen“ 452.
Würfelfestigkeit 52, 87, 97, 217.

Zahlenbeispiel für M/N 238.
Zeichen, Mathematische 476.
Zeitdauer 113.
Zeitschriften 473.
Zellenform der Silos 422.
Zellensilo 31, 32.
— Druckverteilung auf Wandfläche 31.
Zellensilo für Mehl 425.
— Voutenausbildung in der Ecke eines —s 429.
Zellensilos 420, 421, 423, 427.
Zement, Komponente „—“ 97.
Zementbazillus 41, 42.
Zementbeton 91.
Zementdichtungsmittel 417.
Zementfestigkeiten 75.
Zementkalender 472.
Zementkalkmörtel 85.
Zement-Kanone 115.
Zementkunststeine 53.
Zementmörtel 70, 84.
— Druckfestigkeit von 87.
— Hohlräume in 134.
— Verlängerter 70.
— - Normen 103.
— - Normenprüfung 103.
Zementpulver 130.
Zementputz, Wasserdichter 417.
Zementstein 109, 131.
— Bildung des —s 132.
Zerdrücken 217.
Zermalmen 99, 217.
Zerschmetterungsfestigkeit 103.
Zerstörende Einflüsse 40.
Zerstörungserscheinungen infolge Q 208.
Zerstörungsformen 99.
Zerstörungsvorgang 38.
Zeuns, A., Formen und Anwendungsbeispiele von — betr. spiralbewehrte Säulen 225.
Ziegel 52.
— Porige 90.
Ziegelmauern, Gewichte und Materialbedarf für 83.
Ziegelmauerwerk 82.
Ziegelmehl 71.
Ziegelsteinbrocken als Zuschlag 61.
Zimmermann, K., „Der Dreigelenkbogen aus Stein, Beton und Eisenbeton“ 317.
Zugband 315.
Zugspannungen, Berücksichtigung der — im Beton 202.
Zusatzkräfte in der Pfeilerbelastung 339.
Zuschlag, Korngröße des —es 145.
Zuschlagstoff, Komponente „—“ 104.
Zuschlagstoffe des Betons 54.
— — Chemische Beschaffenheit der 60.
— Festigkeit und physikalische Eigenschaften der 61.
— Gewicht der 57.
— Gewichts- und Dichtigkeitsverhältnisse 56.
— Kornbeschaffenheit der 55.
Zweibahnensysteme 432, 443, 444.
Zweigelenkbogen 315, 316.
Zweigelenkrahmen 284.
Zweiquartiere 83.
Zwickelauflösung an hohen Dämmen 332.
Zwickelausbildung 330.
Zwickelform, Spitzwinklige 332
Zwillingsbehälter 412.
Zwischenpfeiler 287, 288, 333, 361, 362.
— Bruchgefahr für 336.
— Statische Grundlagen für 333.
— Statische Untersuchung des —s 335.
Zyklopenmauerwerk 82.
Zylindrische Grundform der Wasserbehälter 415.

C. W. Kreidel's Verlag in München.

Praktische Winke zum Studium der Statik und zur Anwendung ihrer Gesetze.

Ein Handbuch für Studierende und praktisch tätige Ingenieure.

Von

Geh. Reg.-Rat Prof. **Robert Otzen**
Hannover

Vierte Auflage. Mit 147 Textabbildungen. 1923.

RM 3.—

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster,** Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. (2415 S.) 1921. Gebunden RM 16.—

Ergänzungen zur vierten Auflage des Taschenbuchs für Bauingenieure, betreffend neue deutsche Bestimmungen für den Eisenbetonbau und den Eisenbau im Jahre 1925. Von Geh. Hofrat Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster,** Dresden. Mit 16 Textfiguren. (30 S.) 1925. RM 0.60

Vorlesungen über Eisenbeton. Von Professor Dr.-Ing. **E. Probst,** Karlsruhe.

Erster Band: **Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. — Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche.** Zweite, umgearbeitete Auflage. Mit 70 Textabbildungen. (631 S.) 1923. Gebunden RM 24.—

Zweiter Band: **Anwendung der Theorie auf Beispiele im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. — Grundlagen für die Berechnung und das Entwerfen von Eisenbetonbauten. — Allgemeines über Vorbereitung und Verarbeitung von Eisenbeton. — Richtlinien für Kostenermittlungen. — Architektur im Eisenbeton. — Amtliche Vorschriften.** Mit 71 Textfiguren. (650 S.) 1922. Gebunden RM 20.—

Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach den Grenzkräften anstatt nach den zulässigen Spannungen.
Von Dr. Ing. **Max Mayer,** Duisburg. Mit 3 Textabbildungen.
Erscheint im Frühjahr 1926.

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Zusammenstellungen, technischen Vorschriften und Angaben über die Anwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom **Stahlwerks-Verband A.-G.,** Abteilung Technisches Büro, Düsseldorf. Sechste, umgearbeitete und erweiterte Auflage. (605 S.) 1924.
Gebunden RM 9 —

Lieferwerke und Gewichtstafeln in Form- und Stabformeisen nach den Profilangaben des Taschenbuches „Eisen im Hochbau", 6. Auflage. Herausgegeben vom **Stahlwerks-Verband A.-G.,** Abteilung Technisches Büro, Düsseldorf. (12 S. und VIII Tafeln.) 1924. RM 3.60

Ⓦ **Baupolitik als Wissenschaft.** Von Dr. **Karl H. Brunner.** (80 S.) 1925.
RM 2.85; gebunden RM 4.80

Der Beton. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dr. **Richard Grün,** Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf. Mit 54 Textabbildungen und 35 Tabellen. (196 S.) 1926. RM 13.50; gebunden RM 15.—

Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton. Von Dr.-Ing. **Alfred Mehmel.** Mit 30 Textabbildungen.
Erscheint im März 1926.

Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. **Karl Döring,** Ludwigshafen a. Rh. Mit einem Geleitwort von Obering. Dipl.-Ing. **Hermann Goebel,** Ludwigshafen a. Rh. Mit 69 Abbildungen im Text und 3 Tafeln (70 S.). 1925. RM 7.50

Das Wesen des Gußbetons. Eine Studie mit Hilfe von Laboratoriumsversuchen. Von Dr.-Ing. **G. Bethke.** Mit 33 Textabbildungen. (58 S.) 1924. RM 3.30

Der Aufbau des Mörtels im Beton. Beitrag zur Vorausbestimmung der Festigkeitseigenschaften des Betons auf der Baustelle. Untersuchungen über die zweckmäßige Zusammensetzung des Zementmörtels im Beton, namentlich über den Einfluß der Korngröße des Sandes auf die Druckfestigkeit und das Raumgewicht des Zementmörtels. Versuchsergebnisse und Erfahrungen aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart. Von **Otto Graf.** Mit 41 Textabbildungen. (67 S.) 1923. RM 3.—

Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme. Von Dr.-Ing. **Adalbert Szilard.** Mit 25 Textabbildungen. (70 S.) 1925. RM 3.—

Die mit Ⓦ bezeichneten Erscheinungen sind im Verlag von Julius Springer in Wien erschienen.

Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Theorie zentralsymmetrisch belasteter Kreisplatten und Kreisringplatten auf elastisch nachgiebiger Unterlage. Mit Anwendungen der Theorie auf die Berechnung von Kreisplattenfundamenten und die Einspannnng in elastische Medien. Von Dr.-Ing. **Ferdinand Schleicher,** Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Mit 52 Textabbildungen. (Etwa 145 S.)
Erscheint im Frühjahr 1926.

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken. Von Dr.-Ing. **H. Marcus,** Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, Breslau. Mit 123 Textabbildungen. (376 S.) 1924. RM 21.—; gebunden RM 21.80

Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Von Dr.-Ing. **H. Marcus,** Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft, Breslau. (Erweiterter Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", Zeitschrift für das gesamte Bauwesen, 5. Jahrgang 1924, Heft 20 und 21.) Mit 33 Textabbildungen. (92 S.) 1925.
RM 5.10

Die elastischen Platten. Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen, sowie die Anwendungen der Theorie der ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben. Von Privatdozent Dr.-Ing. **A. Nádai,** Göttingen. Mit 187 Abbildungen im Text und 8 Zahlentafeln. (334 S.) 1925. Gebunden RM 24.—

Die Statik des ebenen Tragwerkes. Von Prof. **Martin Grüning,** Hannover. Mit 434 Textabbildungen. (714 S.) 1925. Gebunden RM 45.—

Statik für den Eisen- und Maschinenbau. Von Prof. Dr.-Ing. **Georg Unold,** Chemnitz. Mit 606 Textabbildungen. (350 S.) 1925. Gebunden RM 22.50

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Dr.-Ing. **Friedrich Bleich.** Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 117 Abbildungen im Text. (225 S.) 1925. Gebunden RM 15.—

Statik der Vierendeelträger. Von Dr.-Ing. **Karl Kriso,** Graz. Mit 185 Textfiguren und 11 Tabellen. (298 S.) 1922. RM 13.—; gebunden RM 15.—

Die Deformationsmethode. Von Dr. techn. h. c. **A. Ostenfeld,** Professor an der Technischen Hochschule Kopenhagen. Mit 44 Abbildungen.
Erscheint im März 1926.

Kompendium der Statik der Baukonstruktionen. Von Privatdozent Dr.-Ing. **I. Pirlet,** Aachen. In zwei Bänden.

Zuerst erschien:

Zweiter Band: **Die statisch unbestimmten Systeme.** In vier Teilen.

I. Teil: **Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme.** Die Untersuchung elastischer Formänderungen. Die Elastizitätsgleichungen und deren Auflösung. Mit 136 Textfiguren. (218 S.) 1921. RM 6.50; gebunden RM 8.50

II. Teil: **Berechnung der einfacheren statisch unbestimmten Systeme:** Grade Balken mit Endeinspannungen und mehr als zwei Stützen. — Einfache Rahmengebilde. — Zweigelenkbogen. — Gewölbe. — Armierte Balken. Mit 298 Textfiguren. (322 S.) 1923. RM 8.50; gebunden RM 10.—

Die Knickfestigkeit. Von Dr.-Ing. **Rudolf Mayer,** Privatdozent an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Mit 280 Textabbildungen und 87 Tabellen. (510 S.) 1921. RM 20.—

Die Eisenkonstruktionen. Ein Lehrbuch für Schule und Zeichentisch nebst einem Anhang für Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen eiserner Bauwerke. Von Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen,** Dortmund. Vierte, vermehrte und verbesserte Auflage. Mit 529 Abbildungen im Text und auf 2 farbigen Tafeln. (317 S.) 1925. Gebunden RM 21.—

Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Von Dr.-Ing. **Friedrich Bleich.** Mit 486 Textabbildungen. (592 S.) 1924. Gebunden RM 37.50

Die Eingelenkbogen für massive Straßenbrücken. Eine statisch-wirtschaftliche Untersuchung von Dipl.-Ing. Dr. sc. techn. **Ernst Burgdorfer.** Mit 51 Abbildungen im Text und 10 Tafeln. (167 S.) 1924. RM 7.50

Der Wettbewerb um den Entwurf der Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar in Mannheim. Von Baurat Dr.-Ing. **Karl Bernhard,** Berlin. (Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", 6. Jahrgang, 1925, Heft 28/33. Mit 81 Textabbildungen. (28 S.) 1925. RM 3.—

Der Bauingenieur. Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes und des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland, mit Beiblatt: Die Baunormung. Mitteilungen des NDI. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. e. h. **M. Foerster,** Dresden, Prof. Dr.-Ing. **W. Gehler,** Dresden, Prof. Dr.-Ing. **E. Probst,** Karlsruhe, Dr.-Ing. **W. Petry,** Oberkassel, Dipl-Ing. **W. Rein,** Berlin.

Vierteljährlich RM 7.50; Einzelheft RM 0.80