

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

~~26~~

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Der Baugrund und die Baugrube

Von

Dr.-Ing. Joachim Schultze

Mit 58 Abbildungen



990

Ingenieur- und Hochbau

aus der Sammlung Götschen
Jeder Band in Leinwand geb. RM. 1.62

Bei gleichzeitiger Abnahme gleicher oder inhaltlich zusammengehöriger
Bände treten folgende Gesamtpreise in Kraft: 10 Exemplare RM. 14.40;

25 Exemplare RM. 33.75; 50 Exemplare RM. 63.—

Allgemeine Grundlagen.

- Geologie.** Von Prof. Dr. Edgar Daqué. 2 Bände . . . Nr. 13, 846
Mineralogie. Von Prof. Dr. R. Brauns Nr. 29
Petrographie. Von Prof. Dr. W. Bruhns. Neubearbeitet
von Prof. Dr. P. Ramdohr Nr. 173
Praktisches Zahlenrechnen. Von Prof. Dr. - Ing.
P. Werkmeister Nr. 405
Technische Tabellen und Formeln. Von Prof. Dr.-Ing.
W. Müller Nr. 579
Statische Berechnung des Bautechnikers. Von Dipl.-
Ing. Walter Selckmann. 2 Bände Nr. 784, 785
Statik. I. Die Grundlehren der Statik starrer Körper. Von
Priv.-Doz. Dr. Ferd. Schleicher Nr. 178
II. Angewandte Statik. Von Prof. Dipl.-Ing. W. Hauber Nr. 179
Graphische Statik mit besonderer Berücksichtigung der
Einflußlinien. Von Dipl.-Ing. Otto Henkel. 2 Bände Nr. 603, 695
Festigkeitslehre. Von Prof. W. Hauber Nr. 288
Aufgabensammlung zur Festigkeitslehre mit Lö-
sungen. Von Dipl.-Ing. R. Haren. Neubearbeitet von Dipl.-
Ing. J. Furtmayr Nr. 491
Hydraulik. Von Prof. W. Hauber Nr. 397
Kinematik. Von Dipl.-Ing. Hans Polster Nr. 584
Getriebelehre. Von Dipl.-Ing. Hans Polster und Dipl.-Ing.
P. Grodzinski. 2 Bände Nr. 1061, 1062
Dynamik. Von Prof. Dr. Wilhelm Müller. 2 Bände Nr. 902, 903
Technische Schwingungslehre. Von Dr.-Ing. L. Zipperer.
2 Bände Nr. 953, 961
Elastizitätslehre für Ingenieure. Von Prof. Dr.-Ing.
Max Enßlin. 2 Bände Nr. 519, 957
Die Baummaschinen. Von Ing. Joh. Körting. Nr. 702
**Graphische Darstellung in Wissenschaft und Tech-
nik.** Von Prof. Dr. M. Pirani und Dr. I. Runge Nr. 728
Schattenkonstruktionen. Von Prof. I. Vonderlinn Nr. 236
Parallelogramm Nr. 260
Axonometrie Nr. 260
Zentralprojektion Nr. 57
bearbeitet von Nr. 57
Darstellung Nr. 57
Dr. Wolf 3, 144, 1063
Die Baustatik 06, 853, 854
Geodäsie of.
Dr. G. F. Nr. 102

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000295837

Vermessungskunde. Von Prof. Dipl.-Ing. P. Werkmeister.	
3 Bände	Nr. 468, 469, 862
Die Baustoffe des Beton- und Eisenbetonbaus. Von Prof. Otto Graf	Nr. 984
Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des Betons. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel	Nr. 978
Materialprüfungswesen. Einführung in die moderne Technik der Materialprüfung. Von Prof. Dipl.-Ing. K. Memmler. 3 Bände	Nr. 311, 312, 1029
Nomographie des Bauingenieurs. Von Prof. Dr.-Ing. Max Mayer	Nr. 959

Ingenieurbau.

Der Grundbau. I. Der Baugrund und die Baugrube. Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. Joachim Schultze	Nr. 990
Erdbau. Von Reg.-Baumeister Erwin Link	Nr. 630
Erddruck, Futter- und Stützmauern. Von Dr.-Ing. F. Kann	Nr. 1011
Der Straßenbau. Von Prof. Wilhelm Geißler. Mit 28 Abb.	Nr. 740
Landstraßenbau. Von Obering. A. Liebmann	Nr. 598
Betonstraßenbau. Von Dr.-Ing. W. Petry	Nr. 976
Die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbahnbaues. Von Dipl.-Ing. Alfred Birk	Nr. 553
Die Linienführung der Eisenbahnen. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. H. Wegele	Nr. 623
Bahnhofsanlagen. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. H. Wegele. 2 Bände	Nr. 989, 1036
Straßenbahnen. Von Dipl.-Ing. August Boshart	Nr. 559
Kolonial- und Kleinbahnen. Von Geh. Oberbaurat Prof. F. Baltzer. 2 Bände	Nr. 816, 817
Lehrgerüst- und Schalungsbau. Von Prof. Dr.-Ing. A. Troche	Nr. 1053
Grundlagen des Eisenbetonbaues. Von Prof. Dr.-Ing. A. Troche	Nr. 1078
Die allgemeinen Grundlagen des Brückenbaues. Von Dr.-Ing. K. Schaechterle	Nr. 687
Gründungen der Brücken. Von Prof. Th. Janssen	Nr. 803
Holzbrücken. Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle	Nr. 964
Stein- und Betonbrücken. Von Dipl.-Ing. E. Richter	Nr. 997
Eisenbetonbrücken. Von Dr.-Ing. K. W. Schaechterle	Nr. 627
Eiserne Balkenbrücken. Von Prof. Dr. J. Melan	Nr. 977
Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde. Von Dr.-Ing. R. Drenkhahn	Nr. 960
Wehr- und Stauanlagen. Von Baurat Dr.-Ing. Paul Böß	Nr. 965
Flußbau. Von Reg.-Baumeister Otto Rappold	Nr. 597
Kanal- und Schleusenbau. Von Regierungsbaumeister Otto Rappold	Nr. 585
Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. Felix Bundschu. 2 Bände	Nr. 665, 666
Talsperren. Von Dr.-Ing. N. Kelen	Nr. 1044
See- und Hafenanbau. Von Regierungsbaumeister a. D. Franz Franzius und Marinebaurat z. D. Karl Bökemann	Nr. 952

Tunnelbau. Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. H. Wegele. Mit 38 Abb.	Nr. 1087
Meliorationen. Von Oberbaurat Otto Fauser. 2 Bände	Nr. 691, 692
Wasserversorgung der Ortschaften. Von Prof. Dr.-Ing. Robert Weyrauch	Nr. 5
Entwässerung und Reinigung der Gebäude mit Ein- schluß der Abortanlagen. Von Dipl.-Ing. W. Schwaab	Nr. 822
Gas- und Wasserversorgung der Gebäude. Von Dipl.- Ing. Wilhelm Schwaab	Nr. 412

Hochbau.

Fundamentierung und Feuchtigkeits-Isolierung von Hochbauten. Von Stadtbaurat Karl Hofmann	Nr. 1071
Maurer- und Steinhauerarbeiten. Von Prof. Dipl.-Ing. W. Becker.	
II. Gewölbe und Gurtbogen. Steinerne Fußböden und Treppen	Nr. 420
III. Fußböden. Putz- und Stuckarbeiten. Wandbeklei- dungen und Steingesimse	Nr. 421
Zimmerarbeiten. Von Prof. Carl Opitz. 2 Bände	Nr. 489, 490
Tischler- (Schreiner-) Arbeiten. Von Prof. E. Vieh- weger und Architekt M. Massalski. 3 Bände	Nr. 502, 503, 755
Heizung und Lüftung. Von Ing. Joh. Körting. 2 Bde.	Nr. 342, 343
Gas- und Wasserversorgung der Gebäude. Von Dipl.- Ing. Wilhelm Schwaab	Nr. 412
Entwässerung und Reinigung der Gebäude. Von Dipl.-Ing. Wilhelm Schwaab	Nr. 822
Eisenkonstruktionen im Hochbau. Von Ing. Georg Janetzki	Nr. 322
Der Eisenbetonbau. Von Regierungsbaumeister K. Röfle. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. O. Henkel	Nr. 349
Bauführung im Hochbau. Von Architekt B. D. A. Emil Beufinger	Nr. 399
Blitzschutz der Gebäude. Von Baurat H. Klaißer	Nr. 982
Der Feuerschutz der Bauwerke. Von Baurat Dr.-Ing. H. Silomon	Nr. 998
Wohnhäuser. Von Regierungsbaumeister Kurt Gabriel. 2 Bände	Nr. 839, 840
Gasthäuser u. Hotels. Von Architekt M. Wöhler. 2 Bde.	Nr. 525, 526
Geschäfts- und Warenhäuser. Von Baurat H. Schlep- mann. 2 Bände	Nr. 655, 656
Industrielle und gewerbliche Bauten (Speicher, Lager- häuser und Fabriken). Von Architekt Heinrich Salzmann. 3 Bände	Nr. 511, 512, 513
Ländliche Bauten. Von Baurat Ernst Kühn. 3 Bände	Nr. 758, 759, 760
Militärische Bauten I. Von Reg.-Baumeister R. Lang	Nr. 626
Die Baukunst des Schulhauses. Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Vetterlein. 2 Bände	Nr. 443, 444
Märkte und Markthallen für Lebensmittel. Von Städt. Baurat Richard Schachner. 2 Bände	Nr. 719, 720
Öffentliche Bade- und Schwimmanstalten. Von Geh. Baurat Dr. Carl Wolff	Nr. 380

Sammlung Göschen

Der Grundbau

I

Der Baugrund und die Baugrube

Von

Dr.-Ing. Joachim Schultze

Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin

Mit 58 Abbildungen



Berlin und Leipzig

Walter de Gruyter & Co.

vormals G. J. Göschen'sche Verlagshandlung · J. Guttentag, Verlags-
buchhandlung · Georg Reimer · Karl J. Trübner · Veit & Comp.

1928



~~I 26~~

I 301338

Alle Rechte, insbesondere das Übersetzungsrecht,
von der Verlagshandlung vorbehalten.

Druck von C. G. Röder G. m. b. H., Leipzig. 998327

Akc. Nr.

~~4153~~/51

DPK-10-563/2016

Inhaltsverzeichnis.

Kapitel I. Grundbau im allgemeinen.	Seite
§ 1. Einleitendes	9
§ 2. Bodentragfähigkeit	10
§ 3. Bodenarten	19
1. Allgemeines	19
2. Felsboden	20
3. Gerölle	21
4. Kiesboden	22
5. Sandboden	23
6. Tonboden	25
7. Lehmboden	28
8. Mergel	28
9. Mutterboden und Schlamm	29
10. Aufgefüllter Boden	29
11. Torf und Moor	29
12. Belastungstafel	30
§ 4. Wasserverhältnisse	31
1. Allgemeines	31
2. Tagwasser	31
3. Grundwasser	31
4. Freies Wasser	32
5. Moor und Sumpfwasser	33
§ 5. Beurteilung des Baugrundes in technischer Hinsicht	33
1. Allgemeines	33
2. Guter Baugrund	36
3. Mittelmäßiger Baugrund	37
4. Schlechter Baugrund	37
5. Der Baugrund in gesundheitlicher Hinsicht	38
§ 6. Untersuchung des Baugrundes	39
1. Allgemeines	39
2. Theoretische Untersuchung	39
3. Praktische Untersuchung	40
a) Schürfgrube	40
b) Schachtabteufung	40
c) Sondierung	40
d) Bohrungen	41
e) Pfahlproben	45
f) Probelastung	46
g) Kontrolle während der Bauausführung	48
4. Schlußfolgerung aus der Baugrunduntersuchung	48

Kapitel II. Die offene Baugrube.	Seite
§ 7. Die Baugrube im Trockenem	50
1. Der Baugrubenaushub	50
2. Einschließung der Baugrube	68
a) Böschungen	68
b) Einbau	69
§ 8. Die Baugrube im Wasser	74
1. Der Baugrubenaushub	74
a) Aushub bei Wasserhaltung	74
b) Aushub unter Wasser	75
2. Einschließung der Baugrube	83
a) Böschungen	83
b) Bohl-, Pfahl- und Spundwände aus Holz	86
c) Spundwände aus Eisen und Eisenbeton	89
d) Fangedämme	105
e) Gefrierverfahren	110
3. Trockenlegung und Trockenhaltung der Baugrube	117
a) Ableitung des Wassers durch Vorflut	117
b) Abpumpen aus der Baugrube	119
c) Grundwasserabsenkung	122
d) Beseitigen und Dichten von Quellen	130
 Kapitel III. Verbesserung von schlechtem Baugrund.	
§ 9. Verbesserung von Baugrund über Grundwasser	132
1. Vorherige Belastung, Abwalzen und Abrammen	132
2. Einstampfen von Schotter oder Steinen	132
3. Einschwebmen	133
4. Eintreiben von Sand- oder Betonpflocken	133
5. Zementeführung	136
§ 10. Verbesserung von Baugrund unter Grundwasser	137
1. Entwässerung	137
2. Rammen von Verdichtungspfählen	138
3. Zementeinpressung	138
4. Versenken von Sand, Kies, Steinmaterial	139
 Sachregister	141

Schriftenverzeichnis.

Kapitel I: Der Baugrund und die Baugrube.

- K. Bernhard, Baugrundbelastung (Z. d. B. 1907).
— Sandfoundation for high buildings (Eng. Rec. 1912. Bd. 66).
Hirsch, Neuere Hafengebäuden im Mittelmeer (Z. d. V. D. I. 1914).
— Soil loading test for foundation design (Eng. News 1914).
— Soil bearing tests for new railroad building, St. Paul (Eng. News 1914, II).
— Settlement of 2 grain tests for elevators (G. N. 1915, Bd. 73).
— Versuche über Verteilung des lotrechten Drucks im Erdreich (B. u. E. 1916).
M. Möller, Die neuen Kaibauten Gothenburgs (D. Bauztg. 1917, Mitteilungen).
— Die Talsperre bei Muldenberg (Bauing. 1925).
Landgräber, Neuere Methoden zur Untersuchung des Untergrundes (D. Bauwesen 1926).

Kapitel II: Die offene Baugrube.

- The cost of hydraulic excavation (Eng. News 1902).
Vorrichtung zur Herstellung einer Spundwand mittels vorgetriebener Senkhülle aus aneinandergereihten Betonpfeilern (Z. d. B. 1908).
Eisenbetonbohle für Grundbauten (Z. d. B. 1908).
H. Engels, Versuche über die Räumungskraft fließenden Wassers (Z. d. B. 1908).
Bertschinger, Die Arbeiten am Panamakanal (Z. d. V. D. I. 1909 u. 1910).
Paulmann u. Blaum, Neuere Baggerkonstruktionen (Z. d. V. D. I. 1909, 1911, 1912).
Stromek, Schwimmbagger für die k. k. Seebehörde in Triest (Z. d. V. D. I. 1909).
— Felsenbohrschiff für die k. k. Seebehörde in Triest (Z. d. V. D. I. 1910).
H. Contag, Die Bodengewinnung bei großen Erdarbeiten (Z. d. V. D. I. 1910).
Stegemann, Fortschritte im Schachtabteufen (Z. d. V. D. I. 1911).
— The construction of cofferdams (Eng. News 1912, Bd. 65).
— Hydraulic excavation in Seattle (Eng. Rec. 1912, Bd. 65).
— Water power from the Sable river (Eng. Rec. 1912, Bd. 66).
— The construction of cofferdams (Eng. Rec. 1912, Bd. 65).
W. Kämmerer, Der Ausbau des Hafens von Antwerpen (Z. d. V. D. I. 1913).
— Energy of blasting explosions (Eng. Rec. 1913).
Scheck, Eiserne Spundwände in Deutschland (Z. d. B. 1913).
Zimmermann, Eiserne Spundwände (Z. d. B. 1913).
— Hydraulic fill dam for Cambria steel works (Eng. Rec. 1913).
— Rock drilling in the Tennessee river (Eng. Rec. 1913, Bd. 68).
Hermanns, Die neuere Entwicklung des Schaufelbaggers (Z. d. ö. I. A. V. 1913).
Pollack, Über neueste Tauchergeräte (Z. d. ö. I. u. A. V. 1913).
— Bagger-Selbstkosten (Z. d. B. 1913).

- Lang, Neue Pfahlschuhform für Holzbohlen (Z. d. B. 1913).
- Richter, Neuerungen im Bau von Löffelbaggern (Z. d. V. D. J. 1913).
- H. Bernhard, Belastung von Spundwänden aus Larseneisen (Z. d. B. 1913, S. 712).
- Neumann, Der Umbau des Königlichen Opernhauses in Dresden (Z. d. V. D. I. 1914).
- Bernhard, Die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Fürstenwalde (Z. d. V. D. I. 1915).
- Buchner, Explosivstoffe (Z. d. V. D. I. 1915).
- Progress on 46. street cofferdam N. Y. C. (Eng. News 1915, Bd. 73 u. 74).
- Taubenbichel, Die Ausgestaltung des Triester Hafens (Z. d. ö. I. u. A. V. 1915).
- The largest blast on record (Eng. News 1915, Bd. 73).
- Rebuilding the Omaha water intake cribs (Eng. News 1915, Bd. 74).
- Dampfschaukel von 4,6 c m Inhalt (Z. d. V. D. I. 1915).
- Taucherarbeiten bei hohen Drücken (Z. d. V. D. I. 1915).
- Taucherarbeiten in 49 m Wassertiefe (Z. d. V. D. I. 1915).
- Tauchtiefe von 88 m (Z. d. V. D. I. 1915).
- Joachim Bathjens, Erfahrungsergebnisse über Trockenbaggerbetriebe (Wilh. Ernst & Sohn, 1916).
- Zschokke, Die Hafenanlagen an der See (Schweiz. Bauztg. 1916).
- Der neue Bahnhof in Deventer (Z. d. B. 1917).
- C. Tucker, Tiefbautechnische Erfahrungen bei der Neuanlage des Cannstätter Tunnels (Städt. Tiefbau 1917).
- Späckeler, Die Bergbautechnik in den letzten Jahren (Z. d. V. D. I. 1920).
- Freund, Die Verwendung eiserner Spundwände (Z. d. B. 1921, S. 231).
- Götze, Druckluftbohrmaschinen und -hämmer im Bergbau (Z. d. V. D. I. 1922).
- Merkel, Wirtschaftlicher Betrieb der Baumaschinen (Z. d. V. D. I. 1922).
- Bohrerhammer, Bauart Berner (Z. d. V. D. I. 1922).
- Garbotz, Massengewinnung und -förderung bei Erdbewegungen (Bauing. 1922).
- Merkel, Wirtschaftlicher Betrieb der Baumaschinen (Z. d. V. D. I. 1922).
- Grabenbagger (Z. d. B. 1923).
- Randzio, Die Vortriebsgeschwindigkeit im Stollen- und Tunnelbau (Bautechnik 1923).
- Buhle, Neuzeitliche Baumaschinen (Bautechnik 1923, S. 408).
- Erlinghagen, Die Entwicklung des Schachtabteufens nach dem Gefrierverfahren in den letzten 20 Jahren (Z. d. V. D. I. 1924, S. 383).
- Garbotz, Massengewinnung und -förderung bei Erdbewegungen (Bauing. 1924).
- Taucherarbeiten in 160 m Tiefe (Bautechnik 1924, S. 9).
- Tieftemperaturgefrierschacht (Bautechnik 1925, S. 326).
- Normblätter für Bagger (Bauing. 1925, S. 63).
- Benedich, Ein neuer Triebwagen für Baustellen (Bauing. 1925, S. 782).
- Goetzke, Neuere Erfahrungen bei Erdarbeiten (Z. d. B. 1925, S. 441).
- Kittel, Eisenbetonspundwände (Bautechnik 1925, S. 263).
- Der Bau der neuen Schiffsschleuse in Ijmuiden (Bautechnik 1925, S. 27).
- Garbotz, Elektrischer Baggerantrieb (Bautechnik 1925).
- Tölke, Ein neuer Pfahlzieher (Bauing. 1925, S. 192).
- Windolf, Arbeitsmethoden beim Bau der Fischereihafenerweiterung in Kuxhaven (Bautechnik 1925, S. 81).
- Neue Kippvorrichtung für Muldenkipper (Tiefbau 1925, S. 346).
- Groh, Staudämme aus Erde (Tiefbau 1925).
- Der Fangedamm des Trockendocksneubaus in Stockholm (Bautechnik 1925).
- Garbotz, Maschinelle Hilfe beim Stollenbau (Tiefbau 1925).
- Eine neue Transportkarre (Tiefbau 1925).

- Emmerich, Selbstentlader für Erdarbeiten (Tiefbau 1926).
 — Die Verwendung des Guitöders im großen Stil (Tiefbau 1926).
 — Unfallverhütung bei Sprengarbeiten (Tiefbau 1926).
 Schonopp, Eiserne Spundwände (Bautechnik 1926).
 Maudrich, Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main (Bautechnik 1926).
 Lohmeyer, Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen,
 Bauart Larsen, mit zusammengedrücktem Schloß (Bautechnik 1927).
 G. v. Hanffstengel, Die Förderung von Massengütern (3. Auflage).

Kapitel III: Verbesserung von schlechtem Baugrund.

- Tolkmitt, Gewölbte Brücken in Cöpenick (Z. f. B. 1892).
 Rehdantz, Sicherung eines Brückenpfeilers durch Entwässerungsstollen
 (Z. d. B. 1898).
 — Umwandlung von Kiesgrund in Beton (Z. d. B. 1898).
 Hoffmann, Dichtung und Tragbarmachung lockeren, aufgeschütteten Bau-
 grundes (Z. ntr. d. Bauverw. 1899).
 — Über den Einfluß der Grundwasserstandes auf die Tragfähigkeit von Sand-
 bettungen (Z. d. ö. I. u. A. V. 1903).
 Hillgard, Über neuere Fundierungsmethoden mit Betonpfählen (D. Bauztg.
 1906).
 O. Stern, Künstliche Befestigung des Bodens mittels schwebender Pilotage
 (B. u. E. 1907).
 — Von den Bauarbeiten am Hafen von Genua (Z. d. B. 1908).
 Schmidlin, Über Einschnittsrutschungen im blauen Letten und ihre Beseiti-
 gung (Z. d. B. 1908).
 — Verfahren zur Herstellung von Pfählen durch Einstampfen von Beton in den
 Hohlraum eines in den Erdbeton getriebenen Rohres (Z. d. B. 1908).
 W. Stroß, Bericht über die Wiederherstellung eines eingegangenen Brücken-
 widerlagers in Eisenbeton (B. u. E. 1908).
 — Gründungen mittels mechanischem Bodenverdichtungssystem, System Com-
 pressol (B. u. E. 1910).
 Niemann, Über Gründung auf unmittelbar im Boden hergestellten Betonsäulen
 (B. u. E. 1910).
 W. Stroß, Eisenbetonbrücke mit Compressolgründung in Alexandria (B. u. E.
 1911).
 — Die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom (B. u. E. 1911).
 Bosch, Die Sicherungsarbeiten an den Isarsteilhängen bei München (B. u. E.
 1912).
 — Stopping landslide at Mount Vernon (Eng. News 1915, I).
 Rogge, Sicherungsarbeiten am Südrampenkopf der Prinz-Heinrich-Brücke bei
 Holtenua (Z. d. B. 1922).
 Brennecke, Der Grundbau.
 Franzius, Der Grundbau.
-

Kapitel I. Grundbau im allgemeinen.

§ 1. Einleitendes.

Die Lehre vom Grundbau ist die Zusammenfassung der Erfahrungen und Regeln, die der Lösung der Aufgabe dienen, den Unterbau eines Bauwerks in sparsamer und zweckmäßiger Weise derart auszubilden, daß der Bau stand sicher auf dem Untergrund aufruht.

Sie hat eine Kennzeichnung der hauptsächlichlichen Bodenarten zu geben, die eine Bewertung des jeweils in Betracht kommenden Baugrundes und die Voraussage seines wahrscheinlichen Verhaltens gegenüber der Belastung erlaubt, sie hat alsdann die verschiedenen Gründungsarten und -formen zu beschreiben und unter dem Gesichtspunkt der Standsicherheit und Zweckmäßigkeit zu erläutern.

Die Standsicherheit eines Bauwerks ist durch seinen Grundbau dann gewährleistet, wenn die durch die Bodenbelastung hervorgerufene lotrechte oder wagerechte Verschiebung an keiner Stelle die — meist sehr engen — Grenzen überschreitet, die durch die Wesensart des Bauwerks vorgezeichnet sind und die aus Gründen der Sicherheit durch Beigabe einer entsprechenden Sicherheitszahl noch verengt werden.

Für die Beurteilung der Zweckmäßigkeit einer Gründung ist eine Reihe von Gesichtspunkten maßgebend: vor allem die unmittelbaren Kosten der Gründung, die zur Ausführung erforderliche Zeitdauer und der Einfluß dieser

Zeitdauer auf die Gesamtwirtschaftlichkeit des Bauwerks, dann aber auch die Lebensdauer des Gründungskörpers in ihrer Beziehung zur Lebensdauer des Bauwerks, und endlich der Grad der gegen Verschiebungen, Rißbildung und etwaige gesundheitsschädliche Bodeneinflüsse gewährten Sicherheit.

§ 2. Bodentragfähigkeit.

Die Standsicherheit eines Bauwerks wird durch die Bodentragfähigkeit bedingt, denn als standsicher kann ein Grundbau nur dann gelten, wenn sich die Formänderung des in seinem Kraftbereich liegenden Erdreichs in den zulässigen Grenzen hält; da sich die Sicherheit gegen wagerechte Verschiebungen aus der als bekannt vorausgesetzten Lehre seitlichen Erddrucks ergibt, sei die Besprechung auf die Tragfähigkeit in lotrechtem Sinne beschränkt.

In Übereinstimmung mit der Mehrzahl der Forscher seien folgende, auf Engesser zurückgehende Bezeichnungen festgelegt: als Tragkraft T sei diejenige Gesamtbelastung einer Bodenfläche bezeichnet, bei deren Überschreitung ein unzulässiges Einsinken erfolgt; als Tragfähigkeit t die entsprechende Flächeneinheitsbelastung, und als zulässige Belastung $P = \frac{T}{m}$ bzw. $p = \frac{t}{m}$ diejenige Belastung, die man bei einer m -fachen Sicherheit der Bauwerkssohle zumuten darf.

Die Senkung eines Bauwerks können wir auf zwei Hauptursachen zurückführen: auf die Zusammenpressung des Bodens in lotrechtem Sinn und auf ein seitliches Ausweichen des belasteten Bodens.

Die ersterwähnte Erscheinung ist u. a. den Theorien von Boussinesq, Engesser, Möller und Stötzner zugrunde gelegt, die zweiterwähnte den Bodentragfähigkeitstheorien von Rankine, Kurdjümoſſ, Pauker, sowie der des Verfassers.

Wird allein die lotrechte Zusammenpressung zur Erklärung der Senkung herangezogen, so muß, gleichgültig, ob die Senkung eine federnde oder bleibende ist, zur Erklärung der Pressungsabnahme mit zunehmender Tiefe unter Flur eine seitliche Abgabe der Last an den benachbarten Boden angenommen werden; Möller und Stötzner nehmen eine gleichmäßige Verteilung der Last unter 45° an, so daß z. B. unter einer quadratischen Grundbausohe von der Kantenlänge a die lotrechte Flächenpressung nach dem Gesetz

$$p = \frac{p_{(0)} \cdot a^2}{(2n + 1)^2 \cdot a^2} = \frac{p_{(0)}}{(2n + 1)^2} = \frac{p_{(0)}}{\left(\frac{2h}{a} + 1\right)^2}$$

abnehmen würde, also in quadratischem Sinne; wird die lotrechte Zusammenpressung je Tiefeneinheit der Pressung verhältnisgleich gesetzt, also $\frac{d\eta}{dh} = \varepsilon \cdot p$, so ergibt sich die Gesamtsenkung eines Punktes in der Form

$$(1) \quad \left\{ \begin{aligned} \eta &= \int_0^{\infty} \varepsilon p \cdot dh = \varepsilon p_{(0)} a^2 \int_0^{\infty} \frac{dh}{(2h + a)^2} \\ &= -\frac{\varepsilon p_{(0)} a^2}{2(2h + a)} + C = \frac{\varepsilon p_{(0)} a}{2} = \frac{\varepsilon P}{2a}. \end{aligned} \right.$$

Die Senkung wäre danach nicht, wie gewöhnlich angenommen, der Pressung verhältnisgleich, sondern dem Produkt aus Pressung und Kantenlänge des Grundbaues.

Geht man davon aus, daß bei einem Grundbau eine ganz bestimmte Senkung $\eta_{(0)}$ nicht überschritten werden soll, so ergibt sich

die zulässige Belastung $p = \frac{2\eta_{(0)}}{\varepsilon \cdot a}$;

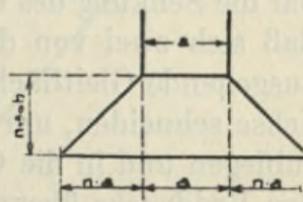


Abb. 1. Druckverteilung im Boden unterhalb eines Grundbaues.

je größer die Grundbaufläche, um so geringer wäre die zulässige Pressung.

Die Lastverteilung unter 45° findet aber nur bei sehr tragfähigen Bodenarten statt, bei Boden von mittlerer oder geringer Tragfähigkeit ist von einer solchen Verteilung nicht mehr die Rede; die praktischen Schlußfolgerungen der Lehre gelten daher nur für sehr tragfähigen Boden.

Eine Lücke in dieser Lehre ist es, daß sie keine Erklärung für einige wichtige Tatsachen gibt, z. B. für die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe unter Flur oder mit der Größe der belasteten Fläche, ferner für die geringe Größe der Tragfähigkeit an den Randflächen eines Grundbaues.

In grundsätzlicher Weise wurde bereits von Rankine, Pauker, Jankowski, Schwedler u. a. die Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe dadurch erklärt, daß die Tragkraft zu dem unter dem Grundbau hervorgerufenen Erdbodenseitendruck und dem widerstehenden Seitendruck des Bodens außerhalb der Grundbaufluchten in Beziehung gesetzt wurde.

Eine auf gleicher Unterlage fußende Theorie¹⁾ wurde vom Verfasser aufgestellt, die auch die übrigen obenerwähnten Tatsachen erklärt; sie geht davon aus, daß sich bei Überschreitung der Tragkraft unter der Tragsohle ein Doppelkeil bildet, der sich beim Abwärtspressen des Grundbaues mit seiner Doppelschneide ineinanderschiebt.

Wird die Bodentragfähigkeit überschritten, so kann offenbar die Senkung des Grundbaues nur in der Weise erfolgen, daß sich zwei von den Außenkanten der Grundbausohle ausgehende Gleitflächen bilden, die sich in der Symmetrieachse schneiden, um außerhalb der Grundbaukanten umzubiegen und in die Gleitflächenrichtung des widerstehenden Erddrucks überzugehen. Es entsteht auf diese Weise

¹⁾ Bodentragfähigkeit. (Z. f. angew. Mathematik u. Mechanik, Bd. 3, S. 19 ff.)

keils muß sowohl in ACD wie in BCG volle Reibung auftreten; ferner wird auch in Ebene BD und AG volle Reibung angesetzt werden müssen. Wird Winkel ABC mit α bezeichnet, so ergibt sich die erste Hauptgleichung

$$(2) \quad P = -\gamma \frac{b^2}{2} \operatorname{tg} \alpha + W [\sin \varrho + \cos \varrho \operatorname{ctg} (\alpha - \varrho)].$$

W ist der in der Fuge BD wirkende widerstehende Erd-
druck. Setzt man $DC = b \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \cos^4 \varrho$ und ferner zur Ab-
kürzung $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right) = \varepsilon$, dann erhält man folgende
Gleichung:

$$(3) \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{\gamma} = -\frac{b^2}{2} \operatorname{tg} \alpha \\ + b \operatorname{tg} \alpha \left[\frac{\varepsilon}{2} (2h_0 + b \operatorname{tg} \alpha) + \cos^3 \sin \varrho (h_0 + b \operatorname{tg} \alpha) \right] \\ \frac{\sin \varrho + \cos \varrho \operatorname{ctg} (\alpha - \varrho)}{\cos \varrho - \sin \varrho \operatorname{tg} \varrho} \end{array} \right.$$

Für $\varrho = 0$ (Wasser) wird

$$\frac{P}{\gamma} = \frac{-b^2}{2} \operatorname{tg} \alpha + b \left(h_0 + \frac{b}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) = b h_0;$$

es ist dies die bekannte hydrostatische Formel.

Der Kleinstwert von P und der zugehörigen Winkel α ist durch Versuchsrechnung zu bestimmen.

Ist für bestimmte Verhältnisse der Winkel α ermittelt und in Gleichung 3 mit seinem Zahlenwert eingesetzt, so kann die Ableitung $\frac{dP}{db}$ gebildet werden; es stellt dieselbe die Pressungsflächenordinate im Achsenpunkt dar; es ist

$$\frac{1}{\gamma} \frac{dP}{db} = \frac{p_1}{\gamma} = \frac{b}{2} \cdot \eta + h_0 \cdot \zeta,$$

wenn

$$\eta = 2 \operatorname{tg} \alpha \left[-1 + \frac{\sin \varrho + \cos \varrho \operatorname{cotg} (\alpha - \varrho)}{\cos \varrho - \sin \varrho \operatorname{tg} \varrho} (\varepsilon + 2 \cos^3 \varrho \sin \varrho) \cdot \operatorname{tg} \alpha \right]$$

und

$$\zeta = \operatorname{tg} \alpha \frac{\sin \varrho + \cos \varrho \operatorname{cotg} (\alpha - \varrho)}{\cos \varrho - \sin \varrho \operatorname{tg} \varrho} (\varepsilon + \cos^3 \varrho \sin \varrho)$$

ist.

Es geht hieraus hervor, daß — einen gradlinigen Verlauf der Gleitlinien unter der Sohle vorausgesetzt — die Pressungsfläche eine trapezförmige Gestalt hat mit der Randspannung $p_0 = h_0 \zeta \cdot \gamma$; i m Abstand x vom Rande ist ihre Ordinate

$$(4) \quad p_{(x)} = (h_0 \zeta + x \cdot \eta) \gamma.$$

Bei geringem ϱ , also wenig tragfähigem Boden, strebt η dem Wert 0 zu, ganz unabhängig von der für α errechneten Größe: die Pressungsfläche nähert sich dem Rechteck, die Tragfähigkeit ist hier unabhängig von der Größe der Sohlenfläche. Mit zunehmendem ϱ wächst der Wert η und somit der günstige Einfluß der Größe der Sohlenfläche auf die Tragfähigkeit.

Für ein und dieselbe Bodenart tritt auch für größeres ϱ bei starker Überschüttungshöhe h_0 der Wert $\frac{b}{2} \eta$ hinter dem Wert $h_0 \zeta$ zurück; hier tritt daher der günstige Einfluß der Vergrößerung der Sohlenfläche weniger hervor als in geringer Gründungstiefe.

Tatsächlich können die Gleitlinien nicht überall gradlinig verlaufen, sie müssen auch unterhalb des Grundbaues eine gewisse Krümmung besitzen; damit hängt es zusammen, daß bei der Pressungsfläche die Begrenzungslinien zwar auf ihren Hauptstrecken angenähert gradlinig ver-

laufen, aber mit Krümmung ineinander übergehen; Theorie und Versuch besagen übereinstimmend, daß im Grenz-
zustand der Tragfähigkeit die Pressungsfläche etwa unten-
stehende Form besitzt; bei nicht ganz ausgenutzter Boden-
tragfähigkeit hat sie der Theorie nach die Form von Abb. 4.

Die Form der in Abb. 3 dargestellten Pressungsfläche ist
so zu erklären, daß die beiden die Tragkraft bestimmenden
Hauptgleitflächen nicht von den Sohlenkanten ausgehen,
sondern um eine Strecke l einwärts, und daß außerhalb der
neuen Ursprungspunkte die abgeschlossenen Körper
 $LMNO$ liegen, in deren Kopf- und Fußflächen volle Rei-
bung herrscht; ist die Höhe $LN = h'$, dann ist im Abstand

x vom Rande $\frac{dp}{dx} = \frac{4p \cdot \operatorname{tg} \varrho \cdot \varepsilon}{3h'}$, also

$$(5) \quad \ln p - \ln p_0 = \frac{4x \operatorname{tg} \varrho \cdot \varepsilon}{3h'} \quad \text{oder} \quad p = p_0 \cdot e^{\frac{4x \operatorname{tg} \varrho \cdot \varepsilon}{3h'}}$$

Besonders stark ist die Krümmung der Gleitflächen und
ihr Einfluß auf die Gestalt der Pressungsfläche, wenn das zur

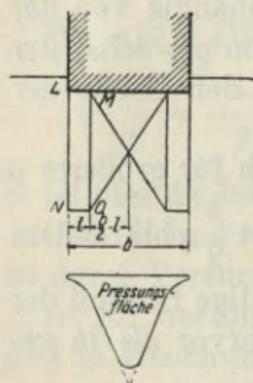


Abb. 3. Theoretische
Pressungsfläche bei ge-
ringer Bettungstiefe.

Lastaufnahme bestimmte Erdreich nur
eine geringe Tiefe hat und von einer
starken Schicht bedeutend höherer Trag-
fähigkeit unterlagert ist; die hier auftre-
tende Kraftwirkung ist in Abb. 3 dar-
gestellt: außerhalb des Druckdoppelkeils
und der von ihm umfaßten Gleitkeile
befinden sich die herausgeschobenen
Erdkörper $LMNO$, die verschluß-
pfropfenartig wirken. Die Länge l
dieser Verschlußstücke ergibt sich zu
 $l = \frac{b - h \cotg \alpha}{2}$; ist h im Vergleich zu b

gering, so wird man $\alpha = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}$ setzen können. Nach
Festlegung von l ergibt sich für diesen letzteren Fall die

Tragkraft aus folgender Gleichung, deren erstes Glied sich durch Flächenintegration aus Gleichung (5) ergibt, und deren zweites Glied den Inhalt des mittleren, geradlinig begrenzten Teiles der Spannungsfläche angibt:

$$(6) \quad P = \frac{3h \cdot p_0}{2\varepsilon \cdot \operatorname{tg} \varrho} \left(e^{\frac{4l \operatorname{tg} \varrho \cdot \varepsilon}{3h}} - 1 \right) + p_0 \cdot e^{\frac{4l \varepsilon \operatorname{tg} \varrho}{3h}} \quad (b-2l)$$

Die Gleichung erklärt die außerordentlich hohe Tragkraft von Sandpolstern geringer Stärke, die zwischen zwei starre Flächen eingebettet sind, z. B. die große Tragkraft von Sandschüttungen, wenn sie über festen Bodenschichten liegen und wenn ihre Höhe im Vergleich zur Grundbaufläche nicht allzu groß ist.

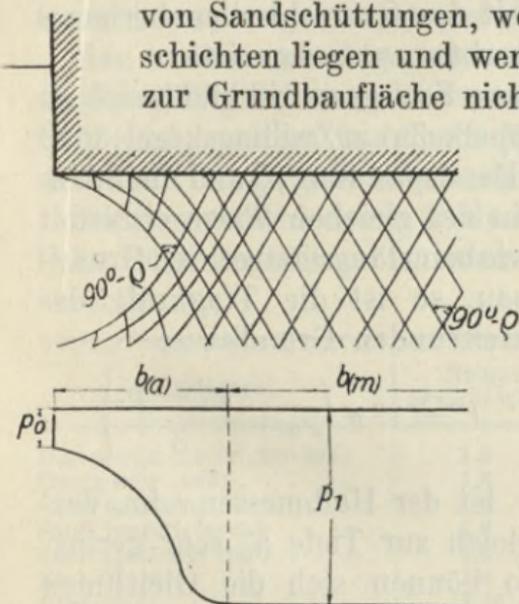


Abb. 4. Gleitlinien und Pressungsfläche bei geringem Druck.

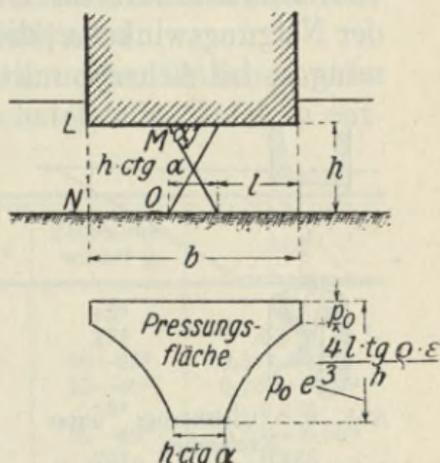


Abb. 5. Pressung einer Sandschüttung von beschränkter Höhe.

Bei symmetrisch zur Grundbauachse abfallendem Gelände ist die Tragfähigkeit erheblich gemindert, bei symmetrisch ansteigendem Gelände entsprechend gesteigert; bei Unsymmetrie des Geländegefälles weist auch die Pressungsfläche des Grenzzustandes Unsymmetrie auf, und zwar rückt der Schwerpunkt der Pressungsfläche nach derjenigen

Seite hin, nach der hin das Gelände stärker steigt bzw. geringer abfällt.

Benachbarte Grundbauten üben gegenseitig auf die Tragkraft ihrer Sohlenflächen einen günstigen Einfluß aus; die vom Verfasser hierfür aufgestellten Gleichungen lassen erkennen, daß die gegenseitige Beeinflussung benachbarter Grundbauten mit abnehmender Entfernung außerordentlich stark wächst; die Anwendung auf den Querschwellenoberbau läßt erkennen, daß die gegenseitige günstige Beeinflussung der einzelnen Schwellen in allererster Linie als Grund für die Überlegenheit des Querschwellenoberbaues über den Langschwellenoberbau anzusehen ist.

Unter einem Grundbau von Kreisrundriß bildet sich im Grenzzustand statt des Doppelkeils ein Zwillingskegel; wird der Neigungswinkel α , die Randspannung p_0 und die Spannung p_1 im Achsenpunkt in der gleichen Weise ermittelt

wie beim längserstreckten Grundbau, so ist die Tragkraft des kreisrunden Grundbaues

$$P = r^2 \pi \left(p_0 + \frac{p_1 - p_0}{3} \right).$$

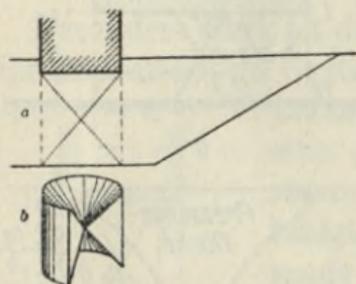


Abb. 6. Gleitkörper unter Kreissole.
a Gesamtschnitt, b Gleitkeilring aufgeschnitten.

Ist der Halbmesser r im Vergleich zur Tiefe h_0 sehr gering, so können sich die Gleitlinien nicht bis zur Erdoberfläche hindurchfressen, da der außerhalb

des Zwillingskegels, in seinem Kraftfeld liegende Erdkörper so groß ist, daß schon der dem Zwillingskegel benachbarte Raum durch Verdichtung seiner Bodenmasse den vom Grundbau bei seinem Abwärtswandern verdrängten Erdboden aufnimmt; in unmittelbarer Nähe eines solchen Grundbaues (etwa eines Rammpfahles) bildet sich ein Erdmantel von so starker Verdichtung, daß hier die gegen die

Grundbauleibung wirkende, also zentrisch sich einstellende Pressung ganz erheblich größer ist als die unter Zugrundelegung des ebenen Problems errechnete widerstehende Erdspannung.

Theoretische Formeln zur Erfassung der Verdichtungswirkung eines Grundbaues von Kreisflächengrundriß, vom Verfasser aufgestellt, zeigen in Übereinstimmung mit der Praxis, daß z. B. bei Rammpfählen der üblichen Abmessungen der allerwesentlichste Teil des verdrängten Bodens durch Verdichtung in der unmittelbaren Nachbarschaft des Grundbaues aufgenommen wird¹⁾.

Man ersieht aus obigen theoretischen Erwägungen, daß die Tragfähigkeit einer Bodenart keine eindeutig gegebene Größe ist, sondern in hohem Maße von der Form, Größe und Tiefe des Grundbaues beeinflußt wird.

Der den verschiedenen Bodenarten eigentümliche natürliche Böschungswinkel ist aus nachstehender Tafel zu entnehmen:

Bodenart	Raumgewicht t/m^3	Böschungswinkel ϱ	$tg \varrho$
Dammerde (natürl. trocken)	1,6	45°	1
Dammerde (naß)	1,8	27°	0,510
Sand (trocken)	1,6	30—35°	0,577—0,700
Sand (natürl. feucht)	1,8	35—40°	0,700—0,839
Sand (gesättigt naß)	2,0	25°	0,466
Kies (trocken)	1,8	35—40°	0,700—0,839
Kies (naß)	1,86	25°	0,466
Geröll	1,8	30—45°	0,577—1,00
Lehm u. Ton (trocken)	1,5—1,6	40—45°	0,839—1,00
Lehm u. Ton (naß)	1,9—2,0	20—25°	0,364—0,466

§ 3. Bodenarten.

1. Allgemeines. Für die Bewertung derjenigen Bodenart, die die tragfähige Schicht eines Baugrundes bilden soll, ist in erster Reihe die Sicherheit maßgebend, die diese

¹⁾ Vom Rammpfahl (von Dr.-Ing. Joachim Schultze: B. u. E. 1920).

Bodenart gegen Verschiebung, Setzung und Rißbildung des Bauwerks bietet.

Da in unserem Klima die obersten, der Witterung und dem sprengenden Einfluß des Frostes ausgesetzten Schichten zermürbt und gelockert sind, müssen wir ihnen für sämtliche Bodenarten die Eigenschaft der Tragfähigkeit absprechen; die Höhe dieser nicht tragfähigen Schicht beträgt bei den losen Bodenarten 0,9—1,3 m, bei Felsboden hängt sie von der Wasseraufnahmefähigkeit der Felsart und dem Alter der Freilegung ab.

Bei größeren, stärker belasteten Bauten muß die zum Tragen ausersehene Schicht eine Mindeststärke von 3 bis 4 m haben oder selbst unmittelbar auf einer zweiten tragfähigen Schicht von entsprechender Stärke aufruhem, auch muß sie wagerecht gelagert sein.

Die Einteilung der Bodenarten erfolge nach ihrem Verhalten gegenüber den Bauwerken:

2. Felsboden gilt als bester Baugrund. Während bei wasserdurchlässigen, porösen Felsarten (Tuff, Bims, körniger Sandstein) mit einer wahrnehmbar fortschreitenden Verwitterung innerhalb der Frostgrenze zu rechnen ist, so daß die Gründung bis zu dieser hinabgeführt werden muß, liegt die Gefahr bei den undurchlässigen, dichten Gesteinen (Granit, Basalt, Kalkstein, feinkörniger Sandstein) nicht vor, so daß die Freilegung des gesunden Felsens genügt, ohne Rücksicht auf die Lage der Frostgrenze.

Die zulässige Baugrunddruckbeanspruchung einiger Felsarten ist aus folgender Liste zu ersehen:

Granit	15—20 kg/cm ²	Kalkstein . . .	8—15 kg/cm ²
Basalt	15—20 „	Sandstein . . .	6—15 „
Porphyr	15—20 „	Bims, Tuff . . .	5—10 „

Die Zusammendrückbarkeit ist äußerst gering, so daß die Setzung eines auf Fels gegründeten Bauwerks meist nur mit Feininstrumenten festzustellen ist. Die Sicherheit des Bau-

werks gegen seitliche Verschiebung ist eine fast vollkommene.

Werden einzelne Bauwerksteile durch Ankereisen oder durch andere Maßnahmen zugfest mit dem Fels verbunden, so wird dieser auf Zug und auf Abscherung beansprucht; man tut gut, die Beanspruchungszahlen hierfür nicht höher als $\frac{1}{10}$ der zulässigen Baugrunddruckbeanspruchung anzusetzen.

Bei allen Felsarten können Klüftungen und Risse vorkommen, auf die bei Freilegen der Sohle geachtet werden muß; besonders häufig sind Hohlräume im Kalkgestein zu treffen, da die im Regen- und Sickerwasser enthaltene Kohlensäure imstande ist, Kalk zu lösen und im Laufe langer Zeiträume Adern zu Rissen, Risse zu Klüften und Grotten zu erweitern.

3. Gerölle ist die Ansammlung von gröberen Zertrümmerungsteilen der Felsarten; seine Bestandteile haben einen Durchmesser von mehr als 50 mm i. M.; Ansammlungen von geringerer Durchschnittsgröße werden zum Kies gerechnet. Je nach Entstehungsart und Alter der Lagerung sowie nach den Eigenschaften des Muttergesteins schwankt die zulässige Druckbeanspruchung zwischen 3 und 8 kg/cm². Die Reibungszahl, deren volle Ausnutzung jedoch möglichst zu vermeiden ist, beträgt bei kantigem, trockenem Geröll $\tan \varphi = 1$, bei abgeschliffenem Geröll $\tan \varphi = 0,7$ oder gar nur 0,577; d. h. die Schlußkraft K des Gründungskörpers darf von der Winkelrechten zur

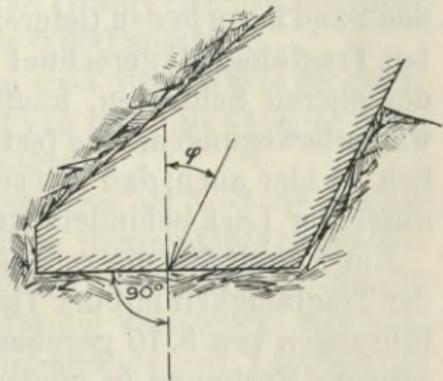


Abb. 7. Größtswinkel zwischen Schlußkraft und Bauwerksohle.

Sohle allerhöchstens um einen Winkel φ abweichen (Abb. 7), der kleiner sein muß als 45° entsprechend $\tan \varphi = 1$ bzw. als 30° entsprechend $\tan \varphi = 0,577$.

Das Maß der Setzung nach erfolgter Belastung läßt sich nur an Hand von Probelastungen vorausbestimmen. Sind vereinzelt Teile des sonst als einheitlich vorausgesetzten Gerölls in tonige Beimengungen eingebettet, so ist bei bewegtem Grundwasser mit Ausspülungen und Setzungen zu rechnen.

4. Kiesboden besteht aus Steintrümmern von 2 bis 50 mm Korngröße, die bereits glattgeschliffen zu sein pflegen. Der feinkörnige Kies, dessen Korn keinen größeren Durchmesser als 5 mm aufweist, pflegt als Grand bezeichnet zu werden. Beide Kiesarten bieten einen sehr zuverlässigen Baugrund von geringer Zusammendrückbarkeit und einer zulässigen Druckbeanspruchung von 3—6 kg/cm²; auch sind sie gegen die Grundwasserbewegungen gewöhnlicher Stärke unempfindlich.

Bei Kies wie bei dem im nächsten Absatz zu besprechenden Sand kann in den tieferen Schichten mit einer gesteigerten Tragfähigkeit gerechnet werden, denn hier hat die Last der oberen Schichten, häufig in Verbindung mit Grundwasserbewegungen, eine festere Lagerung bewirkt; wesentlich ist hier auch, daß das seitliche Ausweichen des Bodens unter der Last behindert ist.

Ein Anhalt für die rechnerische Erfassung der Zunahme der Tragfähigkeit mit der Tiefe ist in den theoretischen Ausführungen von S. 15 gegeben; soll diese Zunahme ohne besondere Rechnung in überschläglicher, vorsichtiger Weise geschätzt werden, so kann dies folgendermaßen geschehen: ist p_0 die zulässige Belastung der obersten Schicht in t/m², γ das Gewicht eines Raummeters Boden in t, dann ist die zulässige Belastung in der Tiefe t

$$p_t = p_0 + \gamma \cdot t.$$

Auch wird bei tiefer Lage der Gründungssohle ein gewisser Anteil der Last des Bauwerks durch die an den Seitenflächen auftretenden Reibungskräfte in den Kiesboden außerhalb der Bauwerkssohlenfluchten übertragen; die rechnerische Berücksichtigung ist sowohl bei Rammpfählen wie bei gewöhnlichen Gründungskörpern von mehr als 2 m² Grundfläche statthaft, und zwar ergibt sich bei Tiefen bis zu 10 m ihre Größe aus dem Erddruck auf die Seitenflächen in Verbindung mit der Zahl $\mu = \text{tang } \rho$; die Zahl μ kann je nach Schärfe und Korngröße des Kieses oder Sandes betragen¹⁾:

	Bei trockenem Material	Bei nassem Material
Bei Eisenblech ohne Niete	0,4583—0,6313	0,3247—0,4409
„ Eisenblech mit Niete	0,4911—0,8391	0,4977—0,5481
„ Gußeisen, ungehobelt	0,4668—0,6063	0,3796—0,4963
„ Granit, rau bearbeitet	0,5368—0,7000	0,4800—0,5291
„ Tannenholz, geschnitten	0,5109—0,7340	0,4793—0,4985

Mauerwerk aus Backstein oder schalungsrauhem Beton kann man dem rau bearbeiteten Granit gleichsetzen, doch wird man hier μ nicht höher als 0,600 ansetzen.

Bei Tiefen von mehr als 10 m sind diese Werte als reichlich hoch anzusehen; bei Tiefen von mehr als 14 m ist μ nur mit $\frac{2}{3}$ der obigen Werte anzusetzen.

Bei Gründungskörpern von weniger als 2—3 m² Sohlenfläche wird — falls es sich nicht um Rammpfähle handelt — die rechnerisch ermittelte Reibung nicht erreicht, da das umlagernde Erdreich sich ringförmig verspannt; hier wird bei 5 m Tiefe der größte Reibungswert mit 1,5 t/m² bei glatten und 3 t/m² bei rauhen Flächen erreicht, ohne bei wachsender Tiefe eine Änderung zu erfahren.

5. Sandboden besteht aus den fein zerriebenen Gesteinstteilen von 2 mm Korngröße bis hinab zur Korngröße des

¹⁾ Vgl. Z. d. V. D. I. 1877, S. 443 und Handb. d. Ing.-Wissensch. 1906, Teil I, Bd. 3, S. 16.

Staubes; er hat als Baugrund von mittlerer Tragfähigkeit aber — bei richtiger Behandlung — von großer Zuverlässigkeit zu gelten, zumal er häufig in Schichten von großer Mächtigkeit auftritt. In den oberen Schichten schon bei geringer Belastung merklich zusammenpreßbar, nimmt er mit der Tiefe an fester Lagerung und Tragfähigkeit in gleicher Weise wie Kiesboden zu. Für die meisten Fälle der Praxis genügt die Angabe, daß der Sandboden in den oberen Schichten mit $2-2\frac{1}{2}$ kg/cm² (scharfer Sandboden auch mit $3-3\frac{1}{2}$ kg/cm²) belastet werden kann, in den tiefer als 6 m unter Gelände liegenden Schichten mit $3-5$ kg/cm²; und daß wie beim Kies die Reibungskräfte der Grundbau-seitenflächen zur Aufnahme der Lasten herangezogen werden können.

Der Porenraum von Kies oder Sandboden ist entsprechend dem kornartigen Aufbau recht groß, er schwankt je nach der Verdichtung, Lagerung, Gleichmäßigkeit der Korngröße und -form zwischen 25 und 58%; dies erklärt auch die hohe Wasserdurchlässigkeit dieser Böden; ihr Raumgewicht wird stark von der Menge des festgehaltenen Porenwassers beeinflußt; nach dem Vorschlag Terzaghis kann man den Feuchtigkeitsgrad G als das Verhältnis des wassergefüllten Teiles zur Gesamtheit des Porenraums ausdrücken und folgende Bezeichnungen für den Feuchtigkeitsgrad von Sandboden wählen:

	G
feuchter Sand	—0,25
sehr feuchter Sand	0,25—0,5
nasser Sand	0,5 —0,75
sehr nasser Sand	0,75—1,00
gesättigter Sand	1,00

Bei feinem und besonders bei feinstem Sandboden (Schwemmsand) liegt bei bewegtem Grundwasser die Gefahr der Unterspülung vor; als Abwehr hilft hier die Umschließung des Baugrundes durch dichte Spundwände.

6. Tonboden hat, solange er sich in völlig trockenem Zustand befindet, als guter Baugrund zu gelten, der mit 3 bis 6 kg/cm² belastet werden kann und dessen Zusammenpreßbarkeit sehr gering ist. Ihn höher zu beanspruchen ist nicht ratsam, da er die unangenehme Eigenschaft besitzt, bei erfolgter Überlastung nicht sofort nachzugeben, sondern zunächst noch unversehrt zu scheinen und dann allmählich aber unaufhaltsam unter der Last auszuweichen. Die Aufnahme oder Entfaltung von Reibungskräften darf ihm auch in trockenem Zustande nicht zugemutet werden, da wohl nirgends die Möglichkeit von Wasserzutritt vollkommen ausgeschlossen ist.

Bei Wasseraufnahme verändert er sich in eine weiche, knetbare Masse von äußerst geringem Gleitwiderstand, deren Rauminhalt merklich größer ist als der der trockenen Masse und die als Baugrund durchaus ungeeignet ist. Da jedoch sowohl der trockene, wie der nasse Ton fast völlig wasserundurchlässig ist, so kann die Durchtränkung von der Benetzungsfläche aus meist nur auf geringe Tiefen erfolgen.

Als Benetzungsflächen, als Ausgangspunkt der Durchfeuchtung sind zunächst die Frost- und die Austrocknungsrisse des Tonbodens anzusehen, die jedoch bei sachgemäß tiefgeführter Gründung nicht bis zur Gründungssohle hinabreichen, und die sich bei Wasserzutritt schließen. Ferner kann das Wasser an den Bauwerkswänden zur Sohle hinabsickern, da das Mauerwerk nur selten ganz satt und wasserdicht schließend an den Tonboden der Baugrube angesetzt werden kann. Da bei einer Durchfeuchtung der Sohlenlagerfläche jede Reibung verschwindet, so ist zu fordern, daß geneigte Sohlenflächen bei Gründung auf Tonboden vermieden werden, und daß ein Steigen der Sohlenfläche durch Abtreppungen ausgeführt wird (Abb. 8).

Kann während der Ausführung der Zutritt von Wasser zur freigelegten Baugrubensohle nicht verhindert werden,

so daß die oberste Bodenschicht eine weiche Schicht bildet, so wird ihre Tragfähigkeit durch Einbringen und Feststampfen von Steinschlag wiederhergestellt.

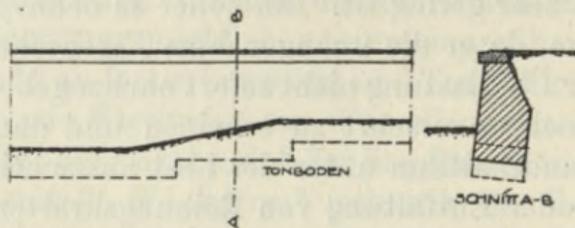


Abb. 8. Abtreppung einer auf Tonboden ruhenden Grundbausohle.

Die gefährlichsten Benetzungsflächen sind jedoch die Sandadern, die häufig als stärkere oder feinere Schichten den Ton durchziehen und Wasser führen. Hier liegt bei

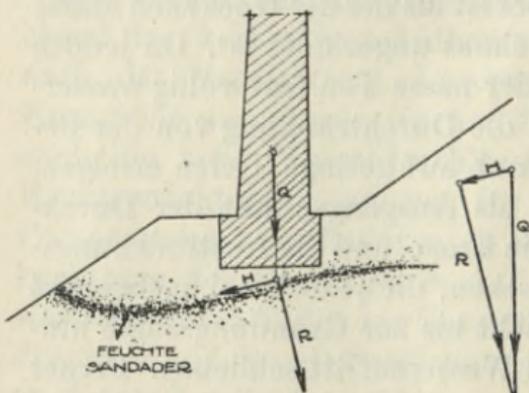


Abb. 9. Gefahr schräger Schichtung.

schräger Schichtlage die große Gefahr vor, daß durch Aufbringen der Bauwerkslast eine starke wagerechte Kraft in der reibungslosen nassen Schicht entsteht (Abb. 9) oder daß durch Anschneiden der oberen Schichten einem bereits bestehenden Seitenschub der Widerhalt genommen

wird; diesen Gefahren ist durch entsprechende Grundbauausbildung entgegenzuwirken.

Die wichtigsten Eigenschaften des Tons werden durch seinen feinsten Bestandteil nämlich den Kolloidschlamm bedingt, der eine schuppenartige Form besitzt; die äquivalente Korngröße dieser Schuppen beträgt zwischen 0,0006 und 0,002 mm; infolge dieses schuppenartigen Baues und der Feinheit der Schuppen ist die mittlere Porenweite so

gering (etwa 0,00005 mm), daß beim Austrocknen des Tons infolge der Oberflächenspannung der schmalen und an den Tonwandungen haftenden Wasserfädchen außerordentliche Druckspannungen im Ton entstehen, die Terzaghi auf 170—340 kg/cm² berechnet, und auf die er das Schrumpfen des austrocknenden Tons und sein Reißen zurückführt; das Schwellen eines trocken gewordenen Tons bei Wasserzutritt wäre danach auf den Fortfall der Oberflächenspannung des Porenwassers zurückzuführen.

Die Porenfeinheit, die durch die außerordentlich hohen Druckspannungen beim Austrocknen noch gesteigert wird, erklärt auch die Undurchlässigkeit des Tons und somit die Langsamkeit des Austrocknens und der Wiederdurchfeuchtung; Schlamm-schichten, die durch Grundwassersenkung austrocknen, brauchen eine Reihe von Jahren, bis das Schrumpfen und die unter Umständen mehrere Dezimeter betragende Senkung der Oberfläche zum Stillstand kommt. Das Absetzen des Tonschlammes in den Seemündungen der Flüsse ist nicht allein auf die geminderte Wassergeschwindigkeit, sondern in erster Reihe auf die Elektrolytwirkung der Seesalze zurückzuführen; dieser Schlamm setzt sich in lockerer Waben- oder Flockenform ab, besitzt einen großen Porenraum und dementsprechend geringe Tragfähigkeit ($\frac{1}{2}$ — $1\frac{1}{2}$ kg/cm²), zumal er an der Abgabe des Kolloidwassers behindert ist.

Die Grenzlinie zwischen Ton und Lehm läßt sich nach Atterberg folgendermaßen kennzeichnen:

Ton	Lehm
Hart, fest; beim Reiben fühlt man keine Sandkörner; haftet begehrllich an den Lippen, läßt beim Anhauchen oft den „Tongeruch“ spüren.	Weniger fest; Sandgehalt wird gefühlt; weniger haftend, kein Tongeruch.

Ton	Lehm
Fingernagel ritzt mit glänzendem Strich und glättet; fühlt sich fettig an.	Glanz des Strichs fehlt; fühlt sich mager an.
Nimmt, anfänglich Wasser abweisend, allmählich viel Wasser auf.	Schnelle Durchfeuchtung, geringe Wasseraufnahme.
Wird bei genügender Wasseraufnahme knetbar, läßt sich drahtartig ausrollen.	Zerreißt beim Auswalzen.
Nimmt von gewissem Wassergehalt an nur ungern mehr Wasser auf, wird schmierig und klebrig, bildet schließlich Tonbrei.	Läßt Wasser langsam durch, wird weniger schmierig, der Brei setzt Sand ab.
Trocknet nur langsam aus, schwindet dabei stark, bildet harte Krusten, Oberfläche reißt, Schollenbildung.	Trocknet schneller, schwindet weniger, wird weniger hart.
Klebt an Geräten, läßt sich ausgetrocknet nicht bearbeiten; starker Zusammenhalt.	Zeigt diese Eigenschaften in geringerem Grad.

7. Lehm Boden ist ein inniges Gemenge von Sand und Ton und kann sehr verschiedene Mischungsverhältnisse aufweisen; er vereinigt die schlechten Eigenschaften beider Bestandteile, ihre guten besitzt er jedoch nur in vermindertem Maße. Vom Ton besitzt er die Neigung, bei Wasseraufnahme den Gleitwiderstand einzubüßen, vom Sand die Empfindlichkeit gegen bewegtes Wasser. In trockenem Zustand kann er bis zu 2 kg/cm^2 (unter günstigen Verhältnissen bis 3 kg/cm^2) belastet werden; seine Beanspruchung durch wagerechte Kräfte ist zu vermeiden.

8. Mergel ist ein Gemenge von Ton oder Lehm und 10 bis 90% Kalk. Die gewöhnlichen Mergel enthalten 25 bis

50% Kalk und können in trockenem Zustand in ihrer Tragfähigkeit dem trockenen Ton gleichgestellt werden; bei höherem Kalkgehalt übertreffen sie ihn an Festigkeit und Zuverlässigkeit.

Gegen Wasser ist Mergel empfindlich; er büßt in nassem Zustand seinen Gleitwiderstand ein.

9. Mutterboden und Schlamm sind als Baugrund auszuschalten; sie besitzen keine Tragfähigkeit und können unter Umständen durch Entwicklung von Humussäuren den Mörtel des Mauerwerks oder Betons angreifen; Schlammmassen können, durch Aufschüttung belastet, einen beträchtlichen Seitendruck ausüben und den Gründungen hierdurch gefährlich werden.

10. Aufgefüllter Boden ist nur mit großer Vorsicht als Baugrund zu benutzen, wenn nicht zur Auffüllung zuverlässig reiner Sand oder Kies benutzt wurde. Genaue Werte der Tragfähigkeit lassen sich nur durch Probebelastung feststellen, zumal das Alter der Auffüllung selten so hoch ist, daß mit Sicherheit nur gleichmäßige und geringe Setzungen zu erwarten sind. Bei Bauschutt ist besondere Vorsicht angebracht wegen etwaiger kranker Stoffe (schwammiges Holz, Mauerfraß usw.). Aufgefüllter Sand oder Kies kann, wenn gründlich geschlämmt, mit 2 bis 2,5 kg/cm² belastet werden. Aufgefüllter Ton und Lehm sind besonders unzuverlässig und als Baugrund möglichst auszuschalten.

11. Torf und Moor bilden einen mit sehr großer Vorsicht zu behandelnden Baugrund. Während bei den salzarmen, kohlenstoffreichen Hochmooren das Hauptaugenmerk auf die Tragfähigkeit und allenfalls auf etwaige Bildung von Humussäure zu richten ist, ist bei den aus anspruchsvollen Pflanzen entstandenen, salzreichen Niedermooren eine chemische Untersuchung auf schädliche Salze erforderlich. Insbesondere würde ein reichliches Vorkom-

men von Schwefeleisen („Gifterde“) bei der durch die Bauausführung verursachten Bodendurchlüftung die Gefahr starker Schwefelsäurebildung bergen.

Während die jüngeren Torfschichten als völlig tragunfähig anzusehen sind, können ältere, bereits stark geschrumpfte und chemisch umgebildete Schichten unter Umständen leicht belastet werden ($0,2-0,5 \text{ kg/cm}^2$), wenn die auf alle Fälle zu erwartende Setzung in Kauf genommen werden kann. Ein Verdrängen der weicheren Lagen durch Sandaufschüttung, die auf tragfähigen Schichten zur Ruhe kommt, ist nur bei ebener Moorunterfläche möglich, bei Hangmooren ist die Gefahr da, daß in der zu unterst meist vorhandenen geneigt liegenden Faulschlammschicht eine Seitenkraft entsteht, die ein Wandern der Schüttung verursacht.

12. Belastungstafel. Der Vollständigkeit halber sei nachstehend eine Tafel¹⁾ der in England üblichen Werte der zulässigen Belastungen aufgeführt:

Bodenart	Zulässige Belastung in kg/qcm
Alluvialboden, lehmiger Boden mit 30—70% Sand	0,8—1,6
Nasser Tonboden	1,6—2,2
Fester Ton mit feinem Sand gemischt.	4—5
Gelber Klai	4,4—6,5
Fester blauer Ton, fester harter Mergel	5,4—8,7
Weiche Kreide (unrein, tonig, ohne Kiesel)	1,1—1,6
Weißer Kreide mit Kiesel	2,2—3,3
Fester Sand in Flußmündungen, Baien usw.	4,9—5,5
Sehr fester, dichter Sand bei mehr als 6 m Gründungstiefe, sandiger Kies	6,5—7,6
Fester schiefriger und reiner Kies	6,5—8,7
Dichter, festgelagerter Kies	7,6—9,8
Felsboden, je nach Festigkeit und Lagerung	8,7—20
Sandstein, der in der Hand zerbröckelt werden kann	1,1—1,9

¹⁾ Siehe Handb. d. Ing.-Wissensch., Teil I, Bd. 3. Der Grundbau 1906, S. 20.

§ 4. Wasserverhältnisse.

1. Allgemeines. Das Wasser kann auf mannigfache Weise mit dem Gründungkörper in Berührung treten: es kann ihn als Regen- und Tagewasser bei seinem Hinabsickern in die Erde benetzen, es kann ihn als ruhendes oder fließendes Grundwasser umgeben oder als freies Wasser eines Sees, Stromes oder Meeres bespülen.

2. Tagewasser, das in den Boden eindringende Niederschlagswasser, hat bei sandigem oder kiesigem Boden keinen Einfluß, da es schnell versickert oder vom Grundwasser aufgenommen wird. Bei undurchlässigem Boden ist damit zu rechnen, daß die zwischen Boden und Bauwerk unvermeidlichen Hohlräume bei stärkeren Niederschlägen sich schnell mit Wasser füllen, und daß diese geringen Wassermengen einen hohen statischen Druck ausüben und Veranlassung zu Sohlenaufbrüchen geben. Eine wirksame Drainage beseitigt diese Gefahr.

Tagewasser, das auf seinem Weg durch den Boden hindurch in innige Berührung mit Ton oder Lehm kam, kann ungeschützten Betongrundbauten gefährlich werden, da in diesen Bodenarten Schwefelverbindungen enthalten sind, und da bereits Spuren gelöster Schwefelsäure genügen, frischen oder ungeschützten Beton anzugreifen.

3. Grundwasser beeinflusst das Bauwerk durch den Auftrieb, der sich bei den durch Schrägkräfte beanspruchten Bauten (z. B. Widerlager gewölbter Brücken) gefährlich erweisen kann, da durch starke Minderung der lotrechten Last die Schlußkraft eine zu schräge Lage erhalten kann; es beeinflusst die Bauten ferner durch Verminderung des Gleitwiderstandes des Bodens und somit seiner natürlichen Tragfähigkeit, oder dadurch, daß es durch fließende Bewegung feinere Bodenteile mit sich nimmt und Unterspülungen oder Sackungen verursacht. Mit Rücksicht auf

diese Ausspülgefahr ist der Wasserhaltung in der Nähe von Bauwerken besondere Sorgfalt zu widmen. Dauernde Grundwassersenkungen, wie sie bei Stromregulierungen oder bei andauernder Grundwasserentnahme durch Wasserwerke verursacht werden, können den hölzernen Pfahlrosten dadurch gefährlich werden, daß die oberen, bis dahin vom Wasser gegen Fäulnis geschützten Holzteile nunmehr beginnen morsch zu werden und ihre Festigkeit einzubüßen.

4. Freies Wasser übt seinen Einfluß in ähnlicher Weise wie Grundwasser aus, nur ist entsprechend seiner ungehemmten stärkeren Bewegung mit einer stärkeren Schlepp- und Angriffskraft zu rechnen. Die Fließbewegung innerhalb eines Sees, eines Stromes oder des Meeres wird den Bauten durch Fortreißen des vor oder unter ihnen lagernden Bodens gefährlich; die Brandung des Meeres kann die Bauwerke selbst unmittelbar bedrohen, da sie im Wogenanprall gewaltige Kräfte entwickelt, die an gefährdeten Küsten bei Sturm die Größe von 10—30 t/m² erreichen. Der unmittelbare Wasserangriff beschränkt sich jedoch nicht auf diese Kräfte von besonders großer Wucht, vielmehr ist auch das andauernde Nagen des kleinen Wellenschlages und des Frostes zu beachten, das in Höhe der mittleren Wasserstände am stärksten hervortritt; daher ist die Steinverblendung wasserbespülter Bauten bis zum Niedrigwasser hinabzuführen.

Im Meerwasser ist entsprechend seinem größeren Raumgewicht der Auftrieb etwas stärker als im Süßwasser; es beträgt das Raumgewicht des Ostseewassers bei 15° C etwa 1,015, des Wassers der Weltmeere etwa 1,028.

Im Meereswasser sind die den Zement- und Kalkmörtel schädigenden Einflüsse der Magnesiumsalze zu beachten, denen besonders der frische, noch nicht völlig erhärtete Beton ausgesetzt ist. Während Kalkmörtel bei Seebauten aus-

zuschließen ist, kann für Zementmörtel durch Verwendung von Sonderzement, durch Zusatz von Sika oder von Zuschlagstoffen zur Beschleunigung des Abbindens und Erhärtens oder durch Gewähren einer reichlichen Erhärtezeit (45 Tage) vor der Seewasserbenetzung ein fast vollkommener Schutz gegen die Magnesiumsalze erwirkt werden.

Die Schmelzzemente und Edلزemente bieten hier durch ihr außerordentlich schnelles Abbinden und Erhärtens große Vorteile, doch bleibt die Frage noch zu klären, ob nicht auf der anderen Seite die Eigenart ihrer Zusammensetzung die Lebensdauer im Meerwasser nachteilig beeinflusst.

Der Verwendung unserer einheimischen Hölzer für wichtige Seebauten sind durch die von Bohrwurm und Bohrmuschel drohende Zerstörung Grenzen gezogen, Abhilfe schafft hier eine sorgfältige Ummantelung des Holzes mit Eisen oder Eisenbeton.

5. Moor und Sumpfwasser zeichnet sich durch seinen Säuregehalt aus und ist daher zur Zerstörung von Kalk- und Zementmörtel fähig, so daß dort, wo die Säuren in starker Lösung vorhanden sind, eine Holzgründung oder die Einhüllung des Gründungskörpers in eine an Bitumen reiche elastische Asphalthautdichtung oder sonstige Maßnahmen vorzusehen sind.

§ 5. Beurteilung des Baugrundes in technischer Hinsicht.

1. Allgemeines. In § 2 hatten wir den Begriff der Tragfähigkeit erläutert und gesehen, daß die zulässige Belastung auf den *n*ten Teil der Tragfähigkeit zu beschränken ist, wenn eine *n*fache Sicherheit gegen schädliche Senkung vorhanden sein soll.

Für diese Sicherheitszahl einen bestimmten, allgemein gültigen Wert anzugeben, ist nicht möglich, denn eine strenge Gesetzmäßigkeit der Beziehungen zwischen Be-

lastung und Formänderung, wie sie der Festigkeitslehre der Baustoffe zugrunde liegt, ist bei den allerwenigsten Bodenarten vorhanden. Wird in Einzelfällen auf die Bestimmung dieser Zahlen Wert gelegt, dann gewinnen sie erst dann Bedeutung, wenn für die betreffende Bodenart ein genaues Bild der Beziehungen zwischen Belastung und Formänderung beigegeben wird. Hierzu kommt noch, daß bei sehr starren festen Bodenarten die Zahl n von selbst einen sehr viel höheren Zahlenwert annimmt als man auch bei hohen Ansprüchen fordern würde, denn hier kann oft die Festigkeit des Baugrundes wegen der geringen Festigkeitszahlen des Gründungskörpers nicht ausgenutzt werden.

Den besten Überblick über die zulässige Belastung eines Bodens gewinnen wir, wenn wir eine der Größe nach genau bestimmte Bodenfläche einer Belastung in der Weise unterwerfen, daß wir unter ständiger Aufzeichnung der jeweils auftretenden Senkungen die Last von geringem Anfangswert aus langsam und stetig steigern.

Haben wir beispielsweise einen Betonsockel von 1 m^2 Grundfläche mit 5 t , also mit $0,5 \text{ kg/cm}^2$, belastet, und haben wir eine Senkung des Sockels unter dieser Last von 1 mm gemessen, so tragen wir auf einer Wagerechten in beliebig gewähltem Maßstab die Strecke $O-A = 0,5 \text{ kg/cm}^2$ auf und errichten in A das Lot AB gleich der beobachteten Senkung 1 mm . Nun steigern wir die Belastung durch Aufbringen von weiteren $5, 10, 15 \text{ t}$ usw. auf $1,0, 1,5, 2,0 \text{ kg/cm}^2$ usw., beobachten die Senkungen und tragen die Belastungen von O aus als wagerechte Strecken, die Senkungen als Lote in den Endpunkten dieser Strecken auf. Verbinden wir die Endpunkte der Lote, so erhalten wir durch die so entstehende Senkungslinie ein klares Bild der Belastungsfähigkeit des Bodens.

In unserer Abb. 10 sehen wir den ersten Teil der Senkungslinie ziemlich flach und ohne wesentliche Krümmung

verlaufen; bei einer Belastung von 9—10 kg/cm² geht die Linie dann mit scharfer Krümmung in einen steil verlaufenden Ast über; die Steilheit dieses Linienteiles besagt, daß hier einer geringen Laststeigerung eine außerordentlich starke Zunahme der Setzung entspricht. Im vorliegenden Fall wäre die Tragfähigkeit des Bodens mit dem Wert 9 bis 10 kg/cm² anzusetzen.

Nun gibt es wohl eine Reihe von Bodenarten, deren Senkungslinie mehr oder weniger unserer Abb. 10 ähnelt und

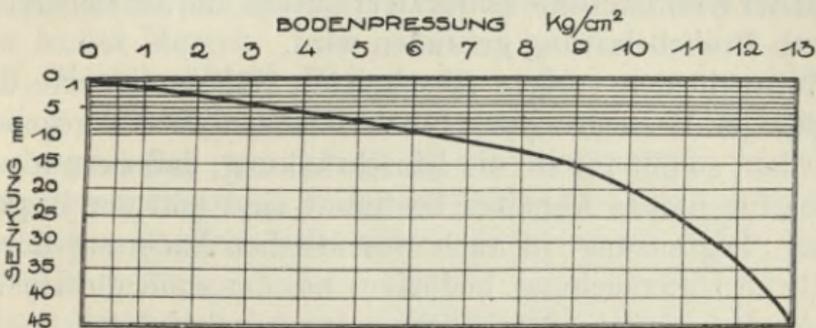


Abb. 10. Bodenpressung und Senkung.

zwei klar unterscheidbare Äste zeigt, von denen der eine flach, der andere steil verläuft; doch gibt es andererseits auch zahlreiche Bodenarten, deren Senkungslinie in ziemlich gleichmäßiger Krümmung verläuft, so daß die eindeutige Festlegung ihrer Tragfähigkeit nicht möglich ist, vielmehr eine gewisse Willkürlichkeit bedingt.

Da man bei voller Ausnutzung der Tragfähigkeit unmittelbar die Gefahrgrenze berühren würde, wird man sich bei der Wahl der zuzulassenden Belastung möglichst weit diesseits dieser Gefahrgrenze halten. Zeigt die Senkungslinie eine scharf abgezeichnete Tragfähigkeitsgrenze, so kann der Begriff der Sicherheitszahl n für die zugelassene Belastung verwandt werden; wird z. B. für den durch Abb. 10 gekennzeichneten Boden die zulässige Belastung

auf 3 kg/cm^2 festgesetzt, um Setzungen von mehr als 3 bis $3,5 \text{ mm}$ zu vermeiden, so ist eine dreifache Sicherheit gewährleistet, da der Boden äußersten Falles 10 kg/cm^2 tragen könnte.

Da jedoch die Senkungslinie selten die eindeutige Festlegung der Tragfähigkeit zuläßt, entbehrt der Begriff der Sicherheit meist der erforderlichen Schärfe; es empfiehlt sich dann, unter Verzicht auf den Sicherheitsbegriff die Zulassung einer bestimmten Beanspruchung durch das scharfe Bild der Senkungslinie selbst zu erläutern, die am sichersten durch Probelastung gefunden wird.

Wenn in den vorigen Abschnitten Näherungswerte der zulässigen Beanspruchung für verschiedene Böden gegeben wurden, so gilt für sie die Einschränkung, daß sie nur zur Schaffung eines Anhaltes bestimmt sind und der Ergänzung, Begrenzung, ja auch wesentlicher Änderung durch örtliche Untersuchung bedürfen, bei der auch die Hysterese, die zeitliche Nachwirkung zu beachten ist.

Die Tragfähigkeit in wagrechtem Sinn, der Widerstand gegen Verschiebung durch Seitenkräfte, ist durch die Sohlenreibung zwischen Mauerwerk und Boden bedingt (s. § 2), und durch den Erddruck auf die Seitenflächen, der vom natürlichen Böschungswinkel und dem Gewicht der Bodenart abhängt und für dessen Errechnung auf die gebräuchlichen Erddrucklehren verwiesen sei. Noch einmal sei hier auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Schichtung des angeschnittenen oder belasteten Baugrundes zu berücksichtigen.

Unter Berücksichtigung des oben Gesagten können wir die Bodenarten etwa folgendermaßen bewerten:

2. Guter Baugrund. Als guter Baugrund kann ein Boden gelten, wenn die bei einer Bodenpressung von mehr als 3 kg/cm^2 sich ergebenden Bewegungen unter dem für Bauwerke meist als unschädlich anzusehenden Maße von 2 bis

4 mm bleiben; wenn ferner diese Bewegungen kurze Zeit (spätestens 1—2 Tage) nach Aufbringen der Vollast ihren Abschluß erreichen, so daß dann der Beharrungszustand gesichert ist; wenn ferner volle Sicherheit dafür vorhanden ist, daß ein Überschreiten der vorgesehenen Belastung keine unverhältnismäßig große Zusatzbewegung hervorruft; und wenn volle Sicherheit gegen seitliches Verschieben des Bauwerks mit geringsten Mitteln erzielt werden kann.

In diese Gattung gehören Fels, fest gelagertes Geröll, Kies, scharfer fest gelagerter Sand, trockener Ton, trockener harter Mergel.

3. Mittelmäßiger Baugrund. Als mittelmäßiger Baugrund kann ein Boden gelten, wenn die bei einer Bodenpressung von $1,5\text{—}3\text{ kg/cm}^2$ sich ergebenden Bewegungen geringer als 4 mm bleiben und wenn die sonstigen für guten Baugrund gestellten Bedingungen erfüllt sind. Hierher gehören: loserer Geröll, trockener feiner Sand, feiner Sand in ruhendem Grundwasser, grober Sand in leicht bewegtem Grundwasser, mittelharter trockener Ton und Mergel, trockener Lehm.

4. Schlechter Baugrund. Zum schlechten Baugrund ist ein Boden zu zählen, wenn er eine oder mehrere der für mittelmäßigen Baugrund gestellten Bedingungen nicht erfüllt; hierher gehören: Auffüllboden, feiner Sand in bewegtem Grundwasser, Torf, Moor, weicher oder feuchter Ton, feuchter Mergel, feuchter Lehm u. a. m. Stärkere Setzungen (bis zu 30 cm, in Sonderfällen noch mehr) müssen hier unter Umständen in Kauf genommen werden und können als zulässig erklärt werden, wenn im Entwurf auf sie volle Rücksicht genommen wurde. Auch im schlechten Baugrund muß jedoch die Gewähr da sein, daß die Senkung nach einem gewissen Zeitraum (spätestens 1 Jahr) nach der Lastaufbringung ihren Abschluß erreicht, so daß dann das Bauwerk zur Ruhe kommt. Ist eine solche Gewähr nicht

vorhanden, dann sollte der Boden als Baugrund überhaupt nicht in Frage gezogen werden.

Bei der Mannigfaltigkeit der Bodenarten ist es selbstredend, daß keine scharfe Grenze zwischen den drei Baugrundgruppen besteht, daß vielmehr ein allmählicher Übergang vorhanden ist. Diese Mannigfaltigkeit und die Schwierigkeit der Einordnung eines Baugrundes in eine der drei Gruppen wird noch dadurch gesteigert, daß häufig zwei oder drei übereinanderliegende verschiedenartige Bodenschichten zum Tragen herangezogen werden müssen, deren jede für sich allein eine zu geringe Mächtigkeit besitzt. Liegt z. B. eine dünne felsartige Mergelschicht über Sand-schichten, dann wird durch die Bauwerkslast nicht nur im Mergel, sondern auch in dem unterlagernden Sand der bisherige Spannungszustand geändert; und diese Änderung ist zu beurteilen. Es kann hierfür die Faustregel aufgestellt werden, daß sich der Druck der Auflast unter einem Winkel α gegen die Wagerechte gemessen durch die Bodenschicht hindurch zur nächsten tieferen verteilt, der zwischen 45° bei risselosem Fels, $50\text{--}55^\circ$ bei grobem Geröll und grobem Kies und 60° bei trockenem Sand liegt, nach diesen Angaben läßt sich die Bewertung eines mehrschichtigen Baugrundes durchführen.

5. Der Baugrund in gesundheitlicher Hinsicht. Diese Beurteilung kommt hauptsächlich bei Räumen für dauernden Aufenthalt von Mensch und Tier sowie bei Trinkwasserentnahmestellen in Betracht. Für ersterwähnte Bauten sind alle Böden als unschädlich anzusehen, die rein mineralisch zusammengesetzt und trocken sind. Als Gefahrquelle kann hier das Wasser gelten, und zwar einmal wegen der Möglichkeit aufsteigender Feuchtigkeit (poröse Ziegel können bis zu 17% Wasser aufsaugen), sodann wegen des Mitführens schädlicher Kleinlebewesen (verseuchtes Grundwasser); als besonders gesundheitsgefährlich hat

sich Grundwasser erwiesen, das periodisch um beträchtliche Höhen steigt und fällt.

Ist das Mauerwerk und der umbaute Raum tags durchwärmt und findet nachts Auskühlung statt, so werden bei durchlässigem Mauerwerk die Miasmen des Bodens in das Gebäude hineingesogen.

Als Schutz hat eine gut durchgeführte Kanalisation zu gelten, die alle Unreinlichkeiten abführt und die Grundwasserverseuchung verhindert; ferner eine wirksame Abdichtung des Gebäudes gegen Grundwasser oder Feuchtigkeit, mindestens gegen aufsteigende Feuchtigkeit.

Alle humosen Böden sowie alle mit irgendwelchem Schutt durchsetzten Auffüllböden sind in gesundheitlicher Hinsicht als verdächtig anzusehen, besonders bei Zutritt von Wasser oder Nässe.

Bei Bauten für Trinkwasserentnahme ist die chemische und biologische Untersuchung des Bodens sowie des Grundwassers erforderlich.

§ 6. Untersuchung des Baugrundes.

1. Allgemeines. Der Zweck der Baugrunduntersuchung ist die Beschaffung der Unterlagen, die für die Ausbildung der Form und Größe der Gründungskörper, für die Wahl des Bauvorganges und für die voraussichtlichen Kosten der Gründung maßgebend sind. Ihr Umfang richtet sich nach der Wichtigkeit, Größe und besonderen Eigenart des Bauwerkes, sowie nach der Übersichtlichkeit der Bodenverhältnisse.

2. Theoretische Untersuchung. Die theoretische Untersuchung beschränkt sich auf die Sammlung und Verwertung bereits vorhandener Angaben, die aus geologischen Karten, aus früheren Bohrungen im anstoßenden Gelände oder aus Erfahrungen entnommen werden, die bei Bauten in unmittelbarer Nachbarschaft gemacht wurden.

Sie ist nur bei ausgesprochener Gleichmäßigkeit des Baugrundes und bei kleinen Bauwerken anwendbar.

3. Praktische Untersuchung. Die praktische Untersuchung erfolgt unmittelbar auf dem Baugelände und hat sich bei wichtigen, stark belasteten Bauwerken nicht auf die Feststellung einer tragfähig scheinenden Bodenart zu beschränken, sondern muß die Mächtigkeit, Lagerung, Wasserverhältnisse und besonderen Eigenarten dieser Schicht und der oberen zu durchfahrenden Schichten feststellen.

a) Die einfachste Art ist die der Schürfgrube, die an einer oder mehreren Stellen des Baugeländes mit Böschung bis etwa 1 m unter voraussichtliche Gründungstiefe ausgehoben wird. Sie ist nur bei geringer Gründungstiefe und nur bei sehr übersichtlichen Bodenverhältnissen anwendbar als Ergänzung der theoretischen Untersuchung.

b) Die Schachtabteufung tritt an die Stelle der Schürfgrube, wenn die tragende Schicht erst in größerer Tiefe vermutet wird; sie besteht im Niederbringen eines gezimmerten Schachtes von 1—2 m² Grundfläche unter genauer Aufzeichnung der angeschnittenen Bodenschichten. Durch Grundwasserandrang wird das Niederbringen einer Schürfgrube oder eines Schachtes erschwert.

c) Das Sondieren besteht im Herunterstoßen bzw. -bohren einer 1—4 cm starken Eisenstange (Sondiereisen, Visitier-eisen) zur Feststellung, ob und in welcher Tiefe ein fester Boden angetroffen wird;

wird nahe der Spitze ein schräg nach oben weisendes Loch angebracht, so können in dieser Tasche spärliche Proben des zu untersuchenden Bodens zutage gefördert werden. Auch

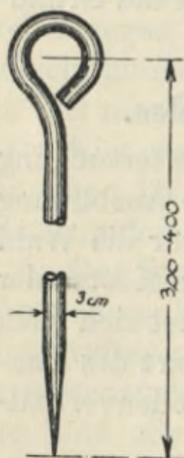


Abb. 11. Sondier-eisen.

können geübte Leute aus der Art des knirschenden oder schleifenden Geräusches und aus dem am Eisen meist haften bleibenden feinen Überzug Schlüsse ziehen auf die Art des angetroffenen Bodens.

Eine Weiterbildung des Sondiereisens ist das Spühlrohr, ein unten kurz umgebogenes, oben mit einer Druckwasserleitung verbundenes Gasrohr, das sich durch sandigen Boden leicht hindurchspült und durch Aufsetzen sofort andere Bodenarten, Steine oder Hindernisse anzeigt. Durch Drehen des Rohres kann man den Strahl nach jeder Richtung leiten.

Naturgemäß kann das Sondieren nur für örtliche Zwecke und als Ergänzung anderer Untersuchungsarten verwandt werden.

d) Bohrungen pflegen für ausgedehnte Bauten den besten Aufschluß über die Bodenverhältnisse zu geben.

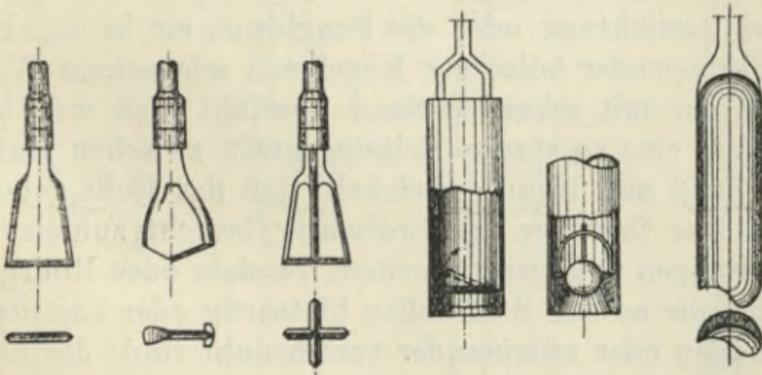


Abb. 12. Flach-, Exzenter-, Kreuzmeißel-, Ventil- und Löffelbohrer.

Das Bohrgerät besteht für geringe Bohrtiefen nur aus dem Bohrer selbst, bei wachsender Tiefe tritt der Führungsbock und das Gestänge hinzu, bei seitlich drückenden Böden das Mantelrohr.

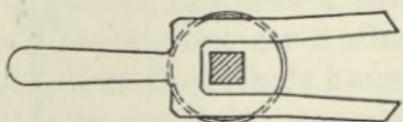
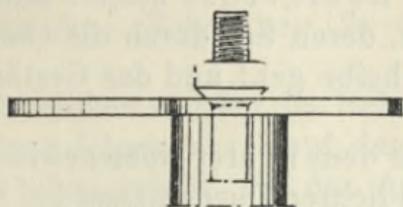
Die Grundformen des Erdbohrers, zwischen denen zahlreiche Übergangsformen bestehen, sind der Löffelbohrer,

der in den Boden hinuntergestoßen und umgedreht wird, der Schraubenbohrer, dessen Niederbringen durch eine dauernde Drehbewegung erfolgt, und der Ventilbohrer, der keine Drehbewegung erfährt, sondern durch die lebendige Kraft des Falles in den Boden eindringt und die umschlossenen Bodenteile durch sein Ventil festhält. Zum Zertrümmern harten Gesteins dient der Stoßbohrer, der als Kreuz- oder als Kronenbohrer oder als einfacher Meißelbohrer ausgebildet sein kann.

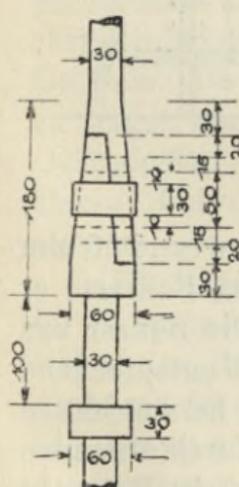
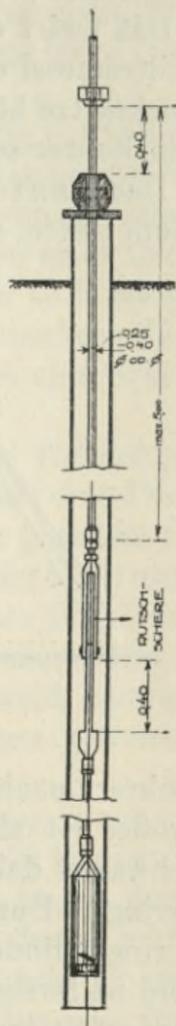
Zum Fördern von Felsbodenproben dient der Kernbohrer, der mit harter, scharfer (meist diamantbesetzter) Schneide durch Drehbewegung einen Kern ausschneidet, der zutage gefördert wird.

Zum Erweitern von Bohrlöchern in weichem Gestein dient der Trepanierbohrer oder auch die „amerikanische Zange“. Zum Ziehen des Futterrohres dient eine umgelegte Kettenschlinge oder eine mit Sperrdaumen versehene Vorrichtung oder die Fangbirne, ein in das Rohr hinabzulassender hölzerner Kegel von schwachem Wandanlauf, der mit scharfem Sand überfüllt wird und beim Anziehen eine so starke Reibungskraft zwischen Futterrohr, Sand und Birne entwickelt, daß das Rohr gehoben wird. Das Gestänge der Erdbohrer besteht zumeist aus Eisenstangen von quadratischem, rundem oder Rohrquerschnitt, die an den Stoßstellen blattartig oder kammartig verbunden oder miteinander verschraubt sind; die Länge der Stangen ist in Rücksicht auf die Schwierigkeit der Handhabung nicht über 4—5 m zu wählen; der Querschnitt hat eine Kantenlänge bzw. einen Durchmesser von 25 bis 40 mm. Zum Gestänge gehört der obere Haltebügel, ferner die Aufhängegabel, mit deren Hilfe es beim Verlängern oder beim Abbauen abgefangen wird, und bei Drehbohrern der quer auf dem Gestänge sitzende Drehschaft. Bei Stoßbohrern ist das Gestänge häufig durch das Hängeseil er-

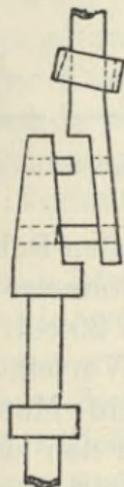
setzt. Wird im festen Gestein mit dem Stoßbohrer gearbeitet, so empfiehlt sich das Einfügen einer Rutsch-



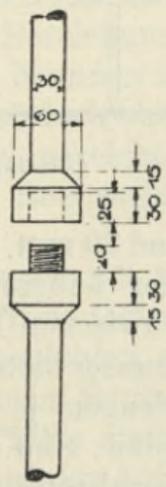
Abfanggabel.



Blattschloß zur Verbindung der einzelnen Gestängeteile.



Schraubenschloß



Bohrgestänge mit Rutschschere.

Abb. 13. Rohrgestänge.

schere in das Gestänge, in der beim Aufprall ein Verschieben des oberen Gestängeteiles gegen den unteren stattfindet,

so daß zur Schonung des Gestänges der Gesamtaufprall zerlegt wird in zwei kurz aufeinanderfolgende Stöße von geminderter Wucht.

Das meist dreibeinige Bohrgerüst besitzt seitlich eine Seiltrommel oder Winde, deren Seil durch die oben an der Bockspitze hängende Scheibe geht und das Gestänge bzw. den Bohrer selbst faßt.

Das Mantelrohr muß dem Bohrer einen gewissen Spielraum lassen, so daß sein lichter Durchmesser bei kleineren

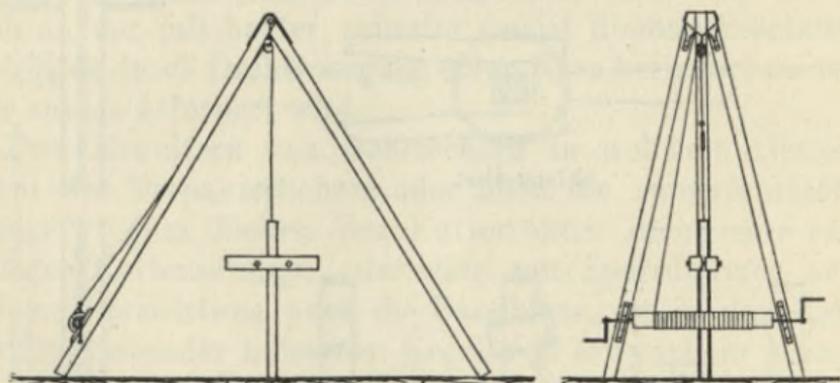


Abb. 14. Bohrgerüst.

Bohrern noch rund 20 mm, bei großen Bohrern rund 50 mm größer ist als der äußere Durchmesser des Bohrers; er schwankt daher zwischen 11 und 20 cm. Die Bohrer von geringem Durchmesser bieten den Vorteil, daß entsprechend geringe Bodenmengen je steigend Meter herauszulösen und zu fördern sind; sind aber in den zu durchfahrenden Boden Steine eingebettet, so läßt sich hier ein Bohrrohr von großem Durchmesser leichter niederbringen. Die Rohrzellängen bewegen sich zwischen 1 und 4 m; jeder einzelne Rohrschuß hat am einen Ende ein äußeres, am anderen Ende ein dazu passendes inneres Gewinde, so daß das Rohr während des Absenkens beliebig durch Aufsatz-

stücke verlängert werden kann und trotzdem innen wie außen eine glatte Leibung zeigt. Doch können auch Rohre mit leicht vorspringenden Muffen verwendet werden. Die Rohre sind meist als nahtlose oder patentgeschweißte schmiedeeiserne Rohre von 2—4 mm Blechstärke hergestellt.

Zum Absenken werden die Rohre, die häufig nur schwer dem Bohrer folgen, am Kopf durch zwei backenartig angelegte Holme gefaßt, die das Aufbringen von Beschwerungsmaterial ermöglichen und das Anbringen eines Drehschaftes gestatten, mit dessen Hilfe das Rohr so lange gedreht wird, bis es unter der Auflast zur gewünschten Tiefe gesenkt ist. Der Drehschaft kann auch durch eine Schelle unmittelbar an das Rohr angesetzt werden.

Von dem erbohrten Boden wird für jeden Tiefenmeter und außerdem bei jedem Wechsel der Bodenart eine Probe entnommen und in ein Abteil eines in Fächer geteilten flachen Probekastens getan unter Bezeichnung der Tiefe unter Gelände. Da jeder Kasten die Nummer seines Bohrloches zu tragen hat, und da jedes Bohrloch einnivelliert und im Geländeplan eingemessen und eingezeichnet wird, kann ein klares Bild des Verlaufs der Bodenschichten gewonnen werden.

e) Pfahlproben können angewandt werden, wenn guter Baugrund erst in größerer Tiefe festgestellt ist; sie bestehen im Rammen von Probepfählen und lassen durch Aufhören des guten „Ziehens“ beim Rammen darauf schließen, bis zu welcher Tiefe die Pfähle niederzubringen sind. Auch geben sie einen guten Anhalt für Aufstellung des Bauprogrammes und der mutmaßlichen Kosten; doch geben sie keinen Aufschluß über Lagerung, Mächtigkeit und zulässige Belastung der tragfähigen Schicht. Es können sogar schwerwiegende Trugschlüsse entstehen, wenn z. B. beim Aufsetzen auf tiefliegenden Fels ein Holzpfehl durch besen-

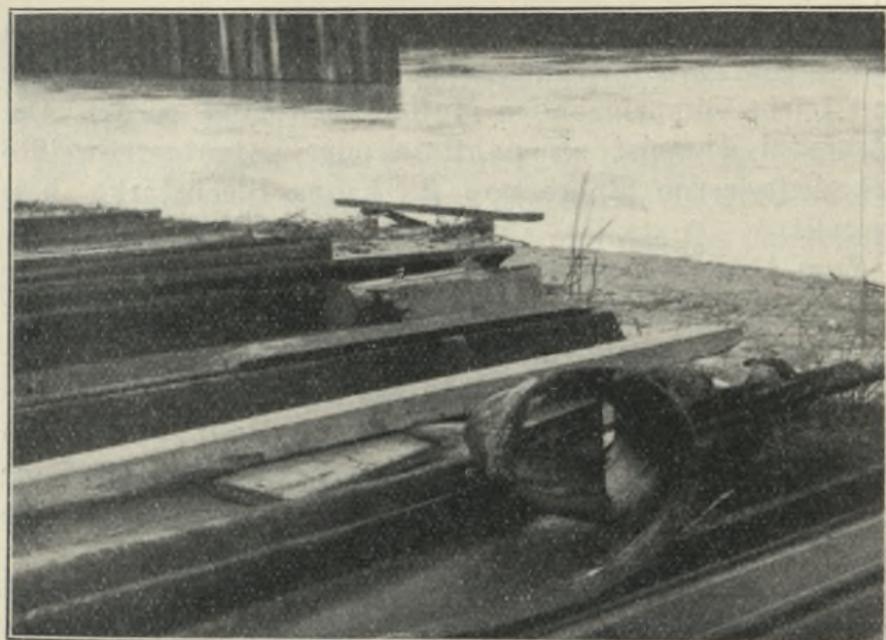


Abb. 15. Aufgerissene Eisenspundbohlen.

artiges Zersplittern, ein Betonpfahl durch Zerquetschung der Fußteile unter der Ramme gestaucht wird, ohne daß am etwa veränderten „Ziehen“ erkannt werden könnte, daß hier eine Zerstörung des Pfahles vorliegt.

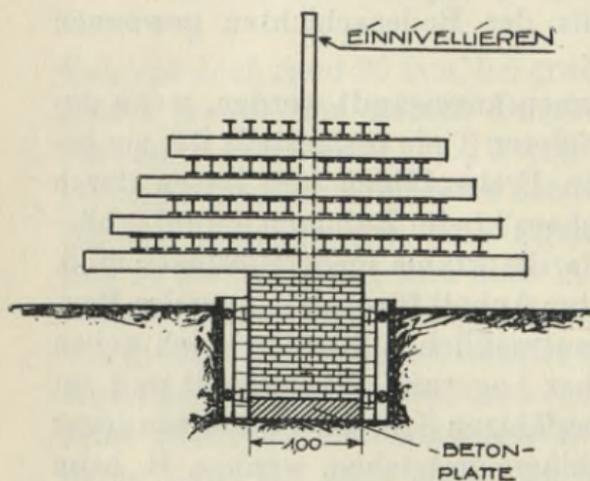


Abb. 16. Probebelastung.

f) Durch Probelastung wird auf direktem Weg die Tragfähigkeit des Baugrundes ermittelt; es wird eine Grube bis zu der zum Tragen ausersehenen Schicht ausgehoben

und auf ihrer Sohle ein einzelner oder ein Zwillingsmauerkörper errichtet (Abb. 16), der genau einnivelliert wird. Die Probelastung kann in der Weise erfolgen, daß diejenige spezifische (d. h. auf 1 m^2 Grundfläche bezogene) Belastung aufgebracht wird, die der späteren Bodenbeanspruchung gleich ist, und daß sodann durch Nachnivellieren festgestellt wird, ob eine unzulässig hohe Senkung eintrat; oder besser in der Weise, daß allmählich unter ständiger Nivellementszeichnung die Belastung gesteigert wird, bis eine Tragfähigkeitsgrenze ermittelt (s. § 5) oder eine stärkere Senkung erzielt wurde.

Die Grundfläche des Probekörpers darf nicht zu klein gewählt werden (möglichst nicht unter $0,8\text{--}1 \text{ m}^2$, keinesfalls unter $0,5 \text{ m}^2$), da die Tragfähigkeit mit der Größe der einheitlichen Belastungsfläche zunimmt. Die Frist, über die der Versuch erstreckt wird, darf nicht zu kurz bemessen werden; der Versuch kann erst dann abgebrochen werden, wenn der Körper vollkommen zur Ruhe gekommen ist. Ist das Bauwerk einer wechselnden Belastung ausgesetzt, so ist auch bei dem Probekörper durch wiederholtes Be- und Entlasten zu ermitteln, welchen Einfluß dieser Wechsel der Belastung auf die Tragfähigkeit hat.

Bei Pfahlgründung kann ein Probepfahl oder eine Probepfahlgruppe in entsprechender Weise untersucht werden. Der Einzelpfahl kann durch Anbringen von Zangen, Holm und Kopfbändern zur Aufnahme der Last hergerichtet werden, oder er kann als Stützpunkt einer Lastplattform dienen, deren anderer Stützpunkt gelenkartig auf einem festen, der ganzen Anordnung ihren sicheren Halt gebenden Bock ruht.

Bei schwebender Pfählung ist zu beachten, daß eine Gruppe von n -Pfählen durchaus nicht immer das n -fache eines einzelnen Probepfahles trägt; denn benachbarte

Pfähle beeinflussen sich gegenseitig; es empfiehlt sich daher, statt eines einzelnen Probepfahles eine Gruppe derselben zu untersuchen.

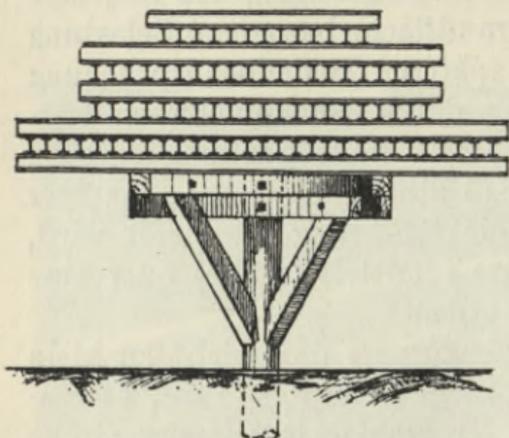


Abb. 17. Pfahlprobelastung.

g) Die Kontrolle während der Bauausführung ist wichtig und drängt sich häufig von allein auf, als Beispiel sei ein zu starkes Ziehen von Rammpfählen in der letzten Hitze erwähnt, auf Grund dessen eine Vermehrung der Pfahlanzahl vorgenommen werden kann, oder das

Antreffen der tragfähigen Schicht in einer den Vorhebungen nicht entsprechenden Tiefenlage.

4. Schlußfolgerung aus der Baugrunduntersuchung.

Ist für verschiedene Punkte des Baugrundrisses die Bodenschichtung ermittelt, so können die Ergebnisse zu „geologischen Profilen“ zusammengestellt werden. Die Schürf- oder Bohrlöcher pflegen auf geraden Linien angeordnet zu werden, die parallel und winkelrecht zur Bauwerksachse laufen und einen gegenseitigen Abstand von 10—50 m haben. Bei sehr unregelmäßiger Schichtung können die Untersuchungsstellen in geringerer Entfernung angeordnet werden.

Längs jeder dieser Linien ergibt sich dann durch Auftragen der an jedem Bohrpunkt gefundenen Bodenschichtung und durch Verbinden der einander entsprechenden Schichtenpunkte ein „geologisches Profil“.

Dies Schaubild der „geologischen Profile“ läßt nun in Verbindung mit den für die einzelnen Bodenarten bekannten Erfahrungswerten (s. § 2) erkennen, welche Schich-

ten für die Lastaufnahme in Frage kommen, welche Art und Form der Gründung und Wasserhaltung, welcher Bauvorgang zu wählen ist. Liegt z. B. ein guter Boden in größerer Tiefe, überlagert von schlechtem Boden, so kann aus wirtschaftlichen Gründen eine Flachgründung auf dem schlechten Boden nötig sein; andererseits kann unter Umständen aus technischer Rücksicht trotz der höheren Kosten die Tiefgründung auf dem guten Boden vorgezogen werden müssen.

Ergibt sich nun, daß eine Schicht von ganz einwandfreier Tragfähigkeit nicht zur Verfügung steht, so ist die Zuhilfenahme der Probebelastung bei schlechtem Boden stets, bei mittlerem Boden in den meisten Fällen ratsam. An Hand der Probebelastung wird man bei mittlerem Boden die zulässige Beanspruchung so wählen, daß mit Sicherheit eine größere Setzung als 4—15 mm ausgeschlossen ist. Bei schlechtem Boden wird man häufig eine sehr viel größere Setzung in Kauf nehmen müssen. Dabei ist auch zu beachten, daß nicht in der absoluten Größe der Setzung die Hauptgefahr zu sehen ist, sondern in der Verschiedenheit der Setzung einzelner Bauteile; denn diese Verschiedenheit ist es, die die Rißbildung und die Schiefstellung bedingt. Die Entwicklung der Technik in den letzten Jahrzehnten (besonders des Eisenbetons) gestattet es, die Gleichmäßigkeit der Setzungen zu gewährleisten und auch die Böden geringer und geringster Tragfähigkeit als Baugrund nutzbar zu machen.

Da gerade diese schlechten Böden eine deutliche Tragfähigkeitsgrenze nicht besitzen (s. § 5), vielmehr eine gewisse Unzuverlässigkeit in dem Verhältnis zwischen Last und Setzung zeigen, muß bei ihnen die Voruntersuchung, die Entwurfsbearbeitung und die Bauausführung mit besonderer Sorgfalt und Vorsicht erfolgen; nur so kann es erreicht werden, daß Bauten erstellt werden, denen man volle

Standicherheit zusprechen muß, wenn sie auch trotz geringer Bodenbelastung (herab bis $0,5 \text{ kg/cm}^2$) große Setzungen erleiden. Obwohl man bereits dazu überging, Böden von noch geringerer Belastungsfähigkeit als Baugrund zu verwerten (bis herab zu $0,2 \text{ kg/cm}^2$), sollte man doch diese beinahe schwimmenden Böden grundsätzlich ausschließen. Vor allem muß die durch die Voruntersuchung zu schaffende Gewähr gefordert werden, daß das im Entwurf vorgesehene Maß der Setzung — sei es 3 mm oder 30 cm — nie überschritten wird, daß ferner auch bei starker und langsam sich einspielender Setzung zu irgendeiner Zeit das Bauwerk zur vollen Ruhe kommt, und daß dann das gestörte Gleichgewicht der Kräfte im Boden wiederhergestellt ist.

Kapitel II.

Die offene Baugrube.

§ 7. Die Baugrube im Trocknen.

1. Der Baugrubenaushub. Der Arbeitsvorgang des Bodenaushubs setzt sich aus den Einzelvorgängen des Lösens, des Ladens und des Emporförderns zusammen, die je nach Art und Umfang der Arbeit von Menschenhand oder maschinell geleistet werden können. Da bei der Wahl des wirtschaftlichsten Arbeitsvorganges auch die Art der Bodenabförderung mitspricht, sei weiter unten auch diese in Kürze besprochen.

Das Lösen erfordert bei leichten sand- oder kiesartigen Böden keinen besonderen Arbeitsaufwand und erfolgt im Zusammenhang mit dem Laden; bei weichem Lehm, weichem Ton, Moor und ähnlichem Boden erfolgt das Lösen noch gleichzeitig mit dem Laden, doch ist ein merkbarer Mehraufwand an Arbeit für das Lösen zu rechnen; bei zähem Boden (zäher Lehm u. dgl.) ist bei Handbetrieb das Lösen

vom Laden zu trennen und der Boden mit Hacke oder Picke zu lösen; ist genügend Platz im Schacht vorhanden, so bietet oft das Lösen mit Hilfe eines starken von Pferden gezogenen Pfluges Ersparnisse.

Wo billiges Wasser erhältlich ist und das Abfördern des Bodens in Schwemmrinnen durch fließendes Wasser bewirkt werden kann, kann das Lösen des Bodens durch einen starken Wasserstrahl erfolgen, der mit Hilfe eines Mundstücks von 40—150 mm \varnothing (durchschnittlich 75—115 mm) auf die anzugreifende Fläche gerichtet wird; der Betriebsdruck des Leitungswassers pfl egt 2—3 at zu betragen. Das Erdreich wird hierbei am besten in steilem Anschnitt angegriffen, der Strahl wird auf den Fuß der Böschung gerichtet, damit die Böschung unterhöhlt wird; bei hartem Tonboden muß die Arbeit durch Sprengen unterstützt werden. In neuerer Zeit wurde das Verfahren beim Abtragen des Morro di Castello in Rio de Janeiro angewandt.

Bei ausgesprochen hartem Boden (harter Ton, harter Mergel, Felsboden) wird man zur Sprengung übergehen müssen; es werden Löcher gebohrt, deren Durchmesser bei Verwendung von Pulver 35—60 mm beträgt, bei Dynamit 25—45 mm, bei Sprengluft 32—45 mm. Die Lochlänge beträgt bei größeren Angriffsflächen 1,20—1,60 m. In den unteren Teil des Loches wird die Ladung eingebracht, die durch Zündschnur oder Zündpatrone zur Entladung gebracht wird, nachdem der obere Teil des Bohrloches mit Füllmaterial „verdämmt“ oder „besetzt“ ist.

Da das Sprengluftverfahren im Laufe des letzten Jahrzehntes zu einem äußerst wirksamen Verfahren durchgebildet wurde, sei es hier erläutert.

Wird Luft in flüssigen Zustand übergeführt und hierbei der Sauerstoff vom Stickstoff sowie den übrigen Bestandteilen der Luft getrennt, so erhält man in dem flüssigen Sauerstoff eine Flüssigkeit, die von eingetauchten Kohlen-

patronen leicht aufgesaugt wird; die Durchtränkung der Kohle ist bei richtiger Zusammensetzung derselben eine so innige, daß bei der Entzündung der so hergestellten Sprengpatrone eine äußerst schnelle und vollkommene Verbindung zu CO_2 erfolgt unter hoher Wärmeentwicklung. Es werden durch entsprechende Maßnahmen Kohlepatronen hergestellt von verschiedener Brisanz.

Es beträgt der Brisanzwert:

Sprengluftpatrone							Pulver	Ammon-Salpeter-Sprengstoff	Dynamit
<i>K</i>	<i>P</i>	<i>Pb</i>	<i>A</i>	<i>Ab</i>	<i>D</i>	<i>Db</i>			
15 120	28 700	39 000	43 000	62 800	72 540	102 000	1000	41 000	76 000

Die Sprengluftpatronen können also der Zähigkeit des Gesteins und den örtlichen Verhältnissen angepaßt werden,



Abb. 18. Sauerstofftränkung der Patronen.

denn die *P*-Patronen haben etwa die Sprengwirkung des Pulvers, die *A*-Patronen die des Ammon-Salpeter-Sprengstoffs, die *D*-Patronen eine dynamitartige Wirkung.

Der flüssige Sauerstoff wird in zentraler Anlage hergestellt und in besonderen isolierten Metallgefäßen zu den Verbrauchsstellen befördert; die Verdunstung ist dabei so gering, daß Beförderungsweiten von 25 km und mehr möglich sind, ohne daß die Wirtschaftlichkeit in Frage gestellt wird.

An der Verwendungsstelle steht der Tränkbehälter bereit, der am besten als rechteckiger Behälter mit muldenförmigem Boden durchgebildet ist und in den die gewöhnlich 300 mm langen Kohlenpatronen in liegender Lage eingebracht werden; ist soviel flüssi-

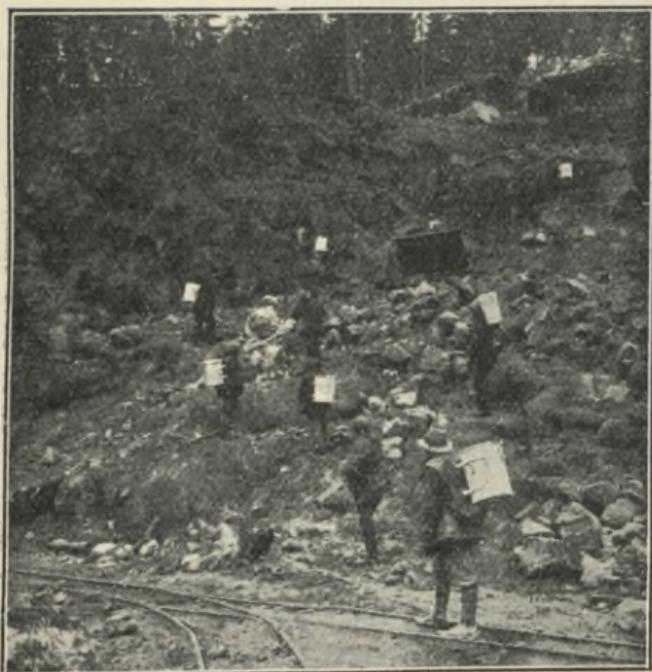


Abb. 19. Abfördern der Patronen.

ger Sauerstoff eingegossen, daß die Patronen nirgends hervortauchen, so saugen sich diese voll Sauerstoff, während die Luft entweicht. Die Tränkgefäße werden bis zu einem Fassungsvermögen von 30—130 Patronen hergestellt.

Sind einzelne Betriebspunkte besonders schwer zugänglich, so werden die fertiggetränkten Patronen in besonderen Traggefäßen dorthin befördert.

Die Verluste an Sauerstoff pflegen sich bei richtiger Behandlung durchaus noch in den Grenzen der Wirtschaftlichkeit zu halten; sie betragen:

1. Abkühlung der Transportflasche an der Anlage	4 ⁰ / ₀
2. Anfordern von der Anlage zum Verbrauchsort	5 ⁰ / ₀
3. Abkühlung des Tränkgefäßes	4 ⁰ / ₀
4. Abkühlung der Sprengluftpatrone	7 ⁰ / ₀
5. Rest im Tränkgefäß	25 ⁰ / ₀
Gesamtverlust: 45 ⁰ / ₀	

Es verbleiben zum Tränken der Patrone 55⁰/₀.

Die Geringfügigkeit der Verluste erklärt sich daraus, daß der aus der kalten (—180°) Flüssigkeit verdunstete Sauerstoff eine Schicht von hoher Isolation bildet.

Die Zündung erfolgt durch Zündschnur mit oder ohne Resorzinatkapsel oder mit Hilfe von elektrischer Zündung.

Die großen Vorteile des Verfahrens liegen in der Minderung der den übrigen Sprengverfahren anhaftenden Gefährlichkeit und in seiner Wirtschaftlichkeit.

Die Minderung der Gefährlichkeit erklärt sich aus der Zerlegung des Sprengstoffs in seine beiden Bestandteile, die erst unmittelbar vor dem Einlegen in das Bohrloch vereint werden, und deren jeder für sich ungefährlich ist; damit ist auch der Mißbrauch zu verbrecherischen Zwecken so gut wie ausgeschlossen; hat ferner einmal die Zündung versagt, so genügt das Abwarten bis zum Verflüchtigen des Sauerstoffs, um das Bohrloch ohne Gefahr nachsehen und neu besetzen zu lassen. Tatsächlich liegt die Unfallziffer des Sprengluftbetriebes erheblich unter derjenigen der Sprengung mit handfertigen Sprengstoffen. Natürlich birgt die Handhabung reinen Sauerstoffs Gefahren in sich, wenn die auch hier dringlichst erforderliche Sorgfalt außer acht gelassen wird; aus dem schnellen Abstumpfen der Wachsamkeit in dauerndem Gefahrzustand erklärt sich das Vorkommen ernster Unfälle auch im Sprengluftbetrieb.

Die Wirtschaftlichkeit beginnt selbstredend erst bei einer gewissen Mindestgröße der Anlage, die man wohl mit einer stündlichen Erzeugung von 7,5 kg flüssigen Sauerstoffs ansetzen kann; die Wirtschaftlichkeit kann noch erhöht werden, wenn auf dem Bau Schweiß- oder Schneidbrennarbeiten auszuführen sind, für die der erzeugte Sauerstoff in kleiner Zusatzanlage auf Stahlflaschen abgezogen werden kann. Vorbedingung ist billiger Strom.

Auf der anderen Seite bieten die handfertigen Sprengstoffe den Vorteil einer stetigen und uneingeschränkten Sprengbereitschaft.

An handfertigen Sprengstoffen sind zu erwähnen u. a.: Pulver, Dynamit, Sprenggelatine, Ammonit (Donarit), Karbonit, Chloratit, Perchloratit, Pyrolit.

Für die jeweilige Verwendung ist maßgebend: Entladegeschwindigkeit, Ladedichte, Betriebssicherheit und Preis.

Die Entladegeschwindigkeit (die Geschwindigkeit der vollkommenen Umsetzung aus dem festen Zustand in den gasförmigen) ist bei den brisanten Sprengstoffen höher als bei den weniger brisanten, beim Dynamit z. B. 10—20 mal größer als beim Schwarzpulver; je größer diese Geschwindigkeit, um so schlagartiger und härter ist der erzielte Druck. In festem, zähen Gestein werden daher die brisanteren, im weichen oder lagenhaft geschichteten Gestein die Sprengstoffe geringerer Brisanz verwendet; die Entladegeschwindigkeit ist bei den hochbrisanten Stoffen so groß, daß zum Zertrümmern eines Steinblocks die Sprengpatrone nur aufgelegt und vor dem Entladen mit einer Kappe feuchten Lehms oder Tons abgedeckt zu werden braucht.

Zu den brisanten Sprengstoffen gehören: Sprenggelatine, Dynamit, Wetterkarbonit A, Ammonit 1, 3 und 5, Ammongelatine 1; zu Sprengstoffen geringer Brisanz: Pulver, Ammonit 2, 4, 6 und 7.

Die Ladedichte (Raumgewicht) ist bestimmend für die Abmessung des Bohrlochs: je größer die Ladedichte, um so geringer kann bei gleicher Sprengkraft der Sprengstoffe der Durchmesser des Bohrlochs gehalten werden; hohe Ladedichten besitzen z. B. Dynamit, Ammongelatine 1, Chloratit 1 und 2, Perchloratit 1 und 2; geringe Ladedichte besitzen Ammonit 5 und Pyrolit, so daß z. B. Pyrolitsprengpatronen einen Mindestdurchmesser von 30 mm haben sollten.

Bei der Betriebssicherheit handelt es sich um das Verhalten der Sprengstoffe gegen Schlag, Stoß, Reibung, Hitze, Nässe, Frost. Während die handhabungssicheren Sprengstoffe (z. B. Wetterdetonite und Wetterdonarite) auf der Bahn zum Stückgut- und Eilgutverkehr zugelassen sind, sind die empfindlicheren Stoffe (Dynamit, Pulver, Wetterkarbonit usw.) nur in Waggonladungen in „Feuerzügen“ zugelassen; Stoffe mittlerer Handhabungssicherheit, wie z. B. Perchloratit, werden als Stückgut, aber nicht als Eilgut zugelassen.

Gegen Nässe sind die meisten Sprengstoffe empfindlich, so daß beim Sprengen in nassen Betrieben oder unter Wasser ein wasserdichtes Einkapseln nötig ist. Unempfindlich gegen Nässe ist Wetterkarbonit A.

Bei Frost verliert Dynamit seine Entladungsfähigkeit; es kann zwar wieder aufgetaut werden, doch ist dies Auftauen so gefahrvoll, daß es unter besonderen Vorsichtsmaßregeln erfolgen muß. Zum Sprengen bei Frost eignen sich u. a. Ammonit 1 und 3.

In Schlagwettergruben sind nur Wetterdetonit A und B sowie Wetterkarbonit A verwendbar.

Die Wirtschaftlichkeit eines Sprengstoffs ist nicht mit seinem Kilogrammpreis gleichbedeutend, sie ist vielmehr unter Berücksichtigung sämtlicher oben angegebener Gesichtspunkte zu bemessen.

Die Sprengstofflehre ist ein besonderer Wissenszweig geworden; bei der großen Bedeutung, die der Auswahl des jeweils passendsten Sprengstoffs beigemessen werden muß, ist Betrieben ohne große Eigenerfahrung auf diesem Gebiet anzuraten, in Sonderfällen Auskunft bei der Steinbruchs-Berufsgenossenschaft oder bei den Fabriken zu erbitten.

Der Sprengstoffverbrauch bei größeren Flächen pflegt zwischen 0,1 und 0,5 kg Dynamit für 1 m³ gelösten Fels zu liegen; unter besonders ungünstigen Verhältnissen (hartes Gestein, enge Stollen) kann der Verbrauch auf 5,5 kg/m³ ansteigen; an Pulver zu gleicher Wirkung pflegt der fünffache Betrag der genannten Zahlen erforderlich zu sein.

Zum Absprengen größerer Massen an freien Berghängen werden statt der zahlreichen kleinen Bohrlöcher nur wenige große Minenkammern hergestellt und mit Sprengstoff beschickt, durch dessen Entladung gewaltige Felsmengen (bis zu 100 000 m³ bei einer Sprengung) gelöst werden können.

Das Bohren der Sprenglöcher erfolgt fast stets maschinell mit elektrischen oder Preßluftbohrern, ausnahmsweise auch mit Dampfbohrern. Drehbohrer werden nur im milden Gestein verwendet; in Gneis leisten Preßluftbohrhämmer von 13—17 kg Gewicht etwa 8 cm Bohrloch je Minute, Hochleistungsbohrhämmer leisten bis 80% mehr, strengen aber auch den Hammerführer entsprechend stärker an. Die Preßluft von 5—7 at Spannung wird in einem einzigen Schlauch von beliebiger Länge zum Bohrerkopf geführt, in dem die Steuerung stattfindet; der Auspuff dient zum Fortblasen des Bohrmehls. Im Gegensatz hierzu arbeitet der Pulsator (Ingersoll) mit 2 vom Pulsator hin und her geschobenen Luftsäulen, also mit 2 Schläuchen; zwar fällt hierbei die Steuerung im Bohrerkopf fort, doch ist die Reibung in den Schläuchen so groß, daß der Verdich-

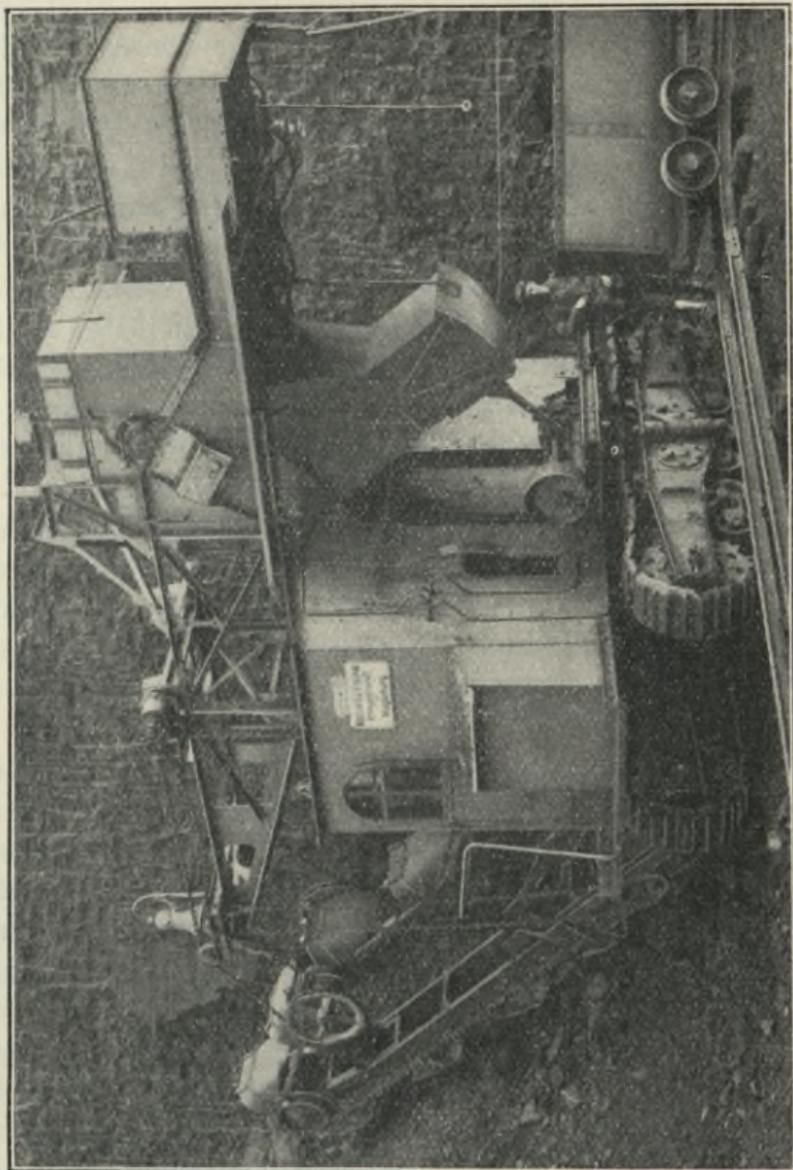


Abb. 20. Eimerketten-Raupenbagger mit Elektromotorantrieb, 50 l Eimerinhalt (Maschinenfabrik Buckau).

ter sehr nahe der Bohrstelle stehen muß. Während der Hammer 1500 Schläge je Minute führt, führt der Ingersolltyp nur 400.

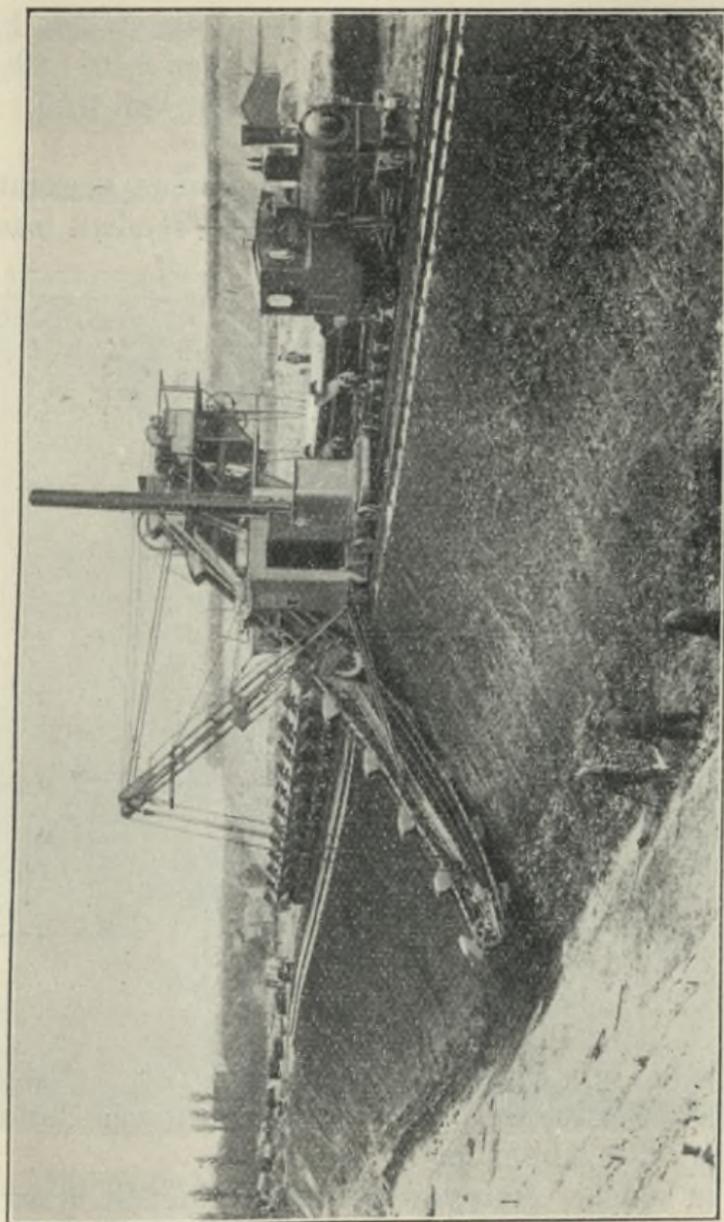


Abb. 21. Eimerketten-Tiefbagger bei der Arbeit (Dyckerhoff & Widmann A. G.).

Zum Auswerfen langgedehnter Gräben eignen sich die auf Raupenschleppern laufenden Grabenbagger der Weserhütte, deren kleinere Form Gräben von etwa 40 cm Breite

und bis zu 1 m Tiefe herstellt, während die größere Form einen dreifach abgestuften Querschnitt von 2,40, 1,80 und 1,07 m Breite aushebt, bei Absatztiefen von 0,75, 1,45 und 1,75 m.

Für das Laden des Bodens stehen, wenn es nicht im Handbetrieb mit Schaufel oder Spaten, sondern maschi-

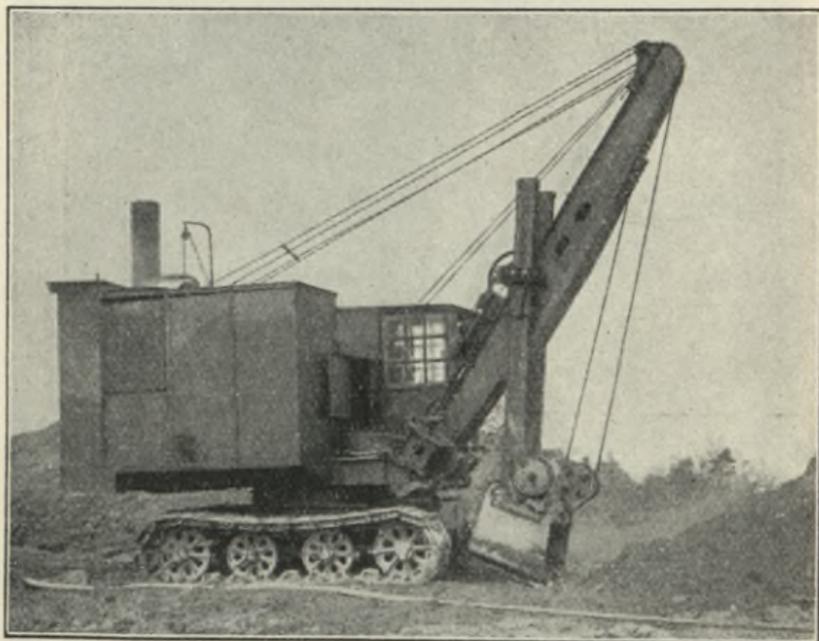


Abb. 22. Löffelbagger auf Raupen.

nell erfolgen soll, der Eimerkettenbagger, der Löffelbagger und der Schürfbagger zur Verfügung, deren Wirkungsweise aus den Abbildungen hervorgeht.

Bis zu welcher Höhe die Leistungsfähigkeit dieser Maschinen gesteigert wurde, geht aus folgender Aufstellung hervor, wobei zum Vergleich angeführt sei, daß ein Mensch in 1 Stunde etwa 1 m³ leichten losen Bodens auf 1—1½ m Höhe laden kann. Die theoretische Leistung (in Kubik-

meter gebaggerten losen Bodens je Stunde ausgedrückt) beträgt:

Bei Eimerbaggern	kleinen Typs	für	3—5 m	Baggertiefe:	18—16 m ³
"	"	mittleren	" "	"	112—188 m ³
"	"	großen	" "	"	320—480 m ³
" Löffelbagger	mittleren	" "	4—7 m	Schnitthöhe:	90 m ³
"	"	großen	" "	"	140 m ³

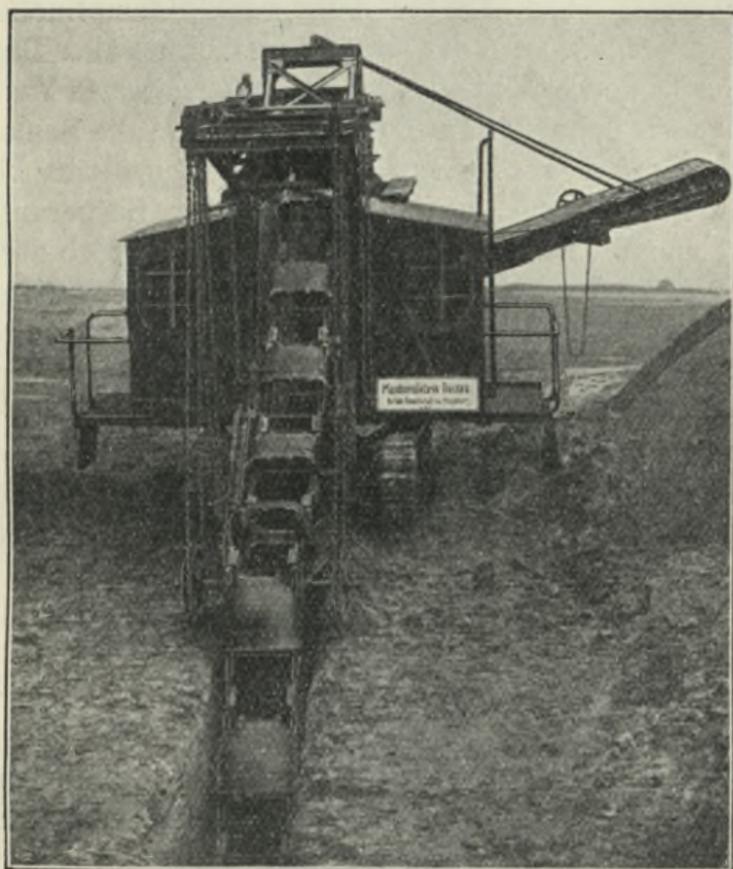


Abb. 23. Raupengrabenbagger der Maschinenfabrik Buckau mit Benzinmotorantrieb, 50 l Eimerinhalt.

Zwar sind diese Zahlen der theoretischen Leistung auf der Voraussetzung unausgesetzten, störungslosen Betriebes aufgebaut, so daß sie in Wirklichkeit nicht erreicht werden,

doch können bei gutem Betrieb und günstigen Verhältnissen die Leistungen recht nahe an diese theoretischen Zahlen herangebracht werden. Bei schwerem Boden, bei dem das einen Teil des Baggervorgangs bildende Lösen einen wesentlichen Mehraufwand an Arbeit fordert, läßt die Leistung der Maschinen nach, und zwar beim Eimerbagger in höherem Maße als bei dem weniger empfindlichen Löffelbagger, der auch der anpassungsfähigste aller Bagger ist. Der Eimerkettentiefbagger hat andererseits den Vorzug, daß er auch dann noch arbeiten kann, wenn die Sohle der Baugrube nicht ganz frei von Wasser gehalten werden kann.

Während sich Verbrennungsmotore für Baggerantrieb nicht eignen, wird Dampf vor elektrischem Antrieb dort zu bevorzugen sein, wo nur ungeübtes Personal zur Verfügung steht und wo mit Überbeanspruchungen im Betrieb zu rechnen ist. Für gleichmäßigen Betrieb (besonders für Eimerkettenbagger) bietet elektrischer Antrieb den großen Vorteil der Kraftverbrauchsanpassung, Kontrolle und Ersparnis. Die wirtschaftliche Überlegenheit über Dampfbetrieb ist nach Garbotz gegeben, wenn 1 kWst weniger kostet als 3,75 kg Heizkohle.

Das Emporfördern des Bodens aus dem Schacht bildet beim Greifbagger und Eimertiefbagger einen Teil des Baggervorgangs; beim Löffel- und Eimerkettenhochbagger sowie beim Laden mit Hand kann es durch die mit Steigung (Rampe) aus der Baugrube herausführende Abförderbahn bewirkt werden; beim Laden mit Hand auch durch Krane (Drehkran oder Kabelkrane).

Der Abtransport des Bodens kann bei geringen Mengen und kurzen Entfernungen (etwa bis zu 2000 m³ bei 50 m Weite oder bis 1000 m³ bei 100 m Förderweite) mit der Schubkarre von 70—100 l Inhalt erfolgen, bei größeren Entfernungen mit Fuhrwerk, bei größeren Bodenmengen mit Gleisbetrieb; die üblichen Gleisspurweiten sind 0,60, 0,90

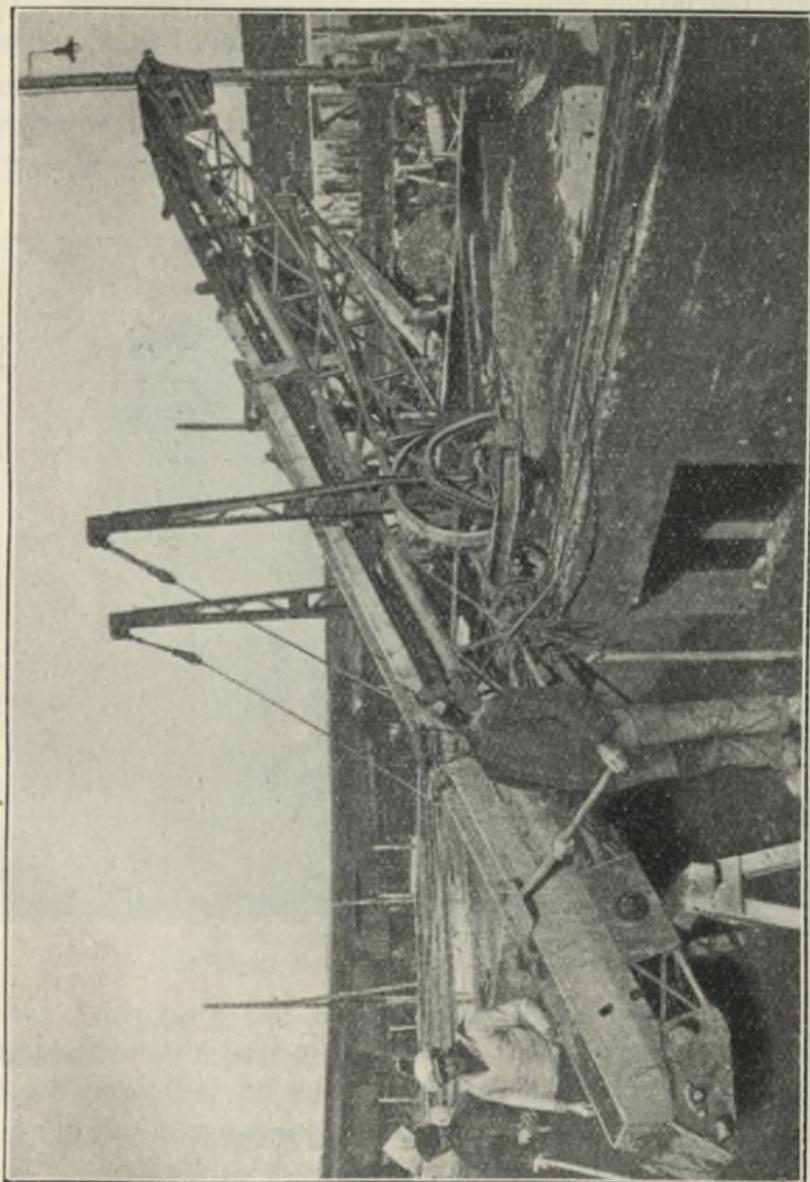


Abb. 24. Gurtförderer des Eisenwerkes Weserhütte in der Baugrube.

und 1,435 m, seltener 0,40, 0,70 und 0,75 m. Als Fahrzeuge der Rollbahn kommen bei Spurweiten unter 0,75 m fast nur die eisernen Muldenkipper in Frage, die je nach

Bauart bei 60 cm Spur $1\frac{1}{2}$ — $1\frac{1}{2}$ m³, bei 75 cm Spur 2 bis 3 m³ fassen; bei den größeren Spurweiten haben sie bis 5 m³ Fassung; außerdem kommen hier die hölzernen Kastenkipper in Frage, die eine geringere Gleisunterhaltung erfordern, jedoch in Handhabung und Betrieb be-

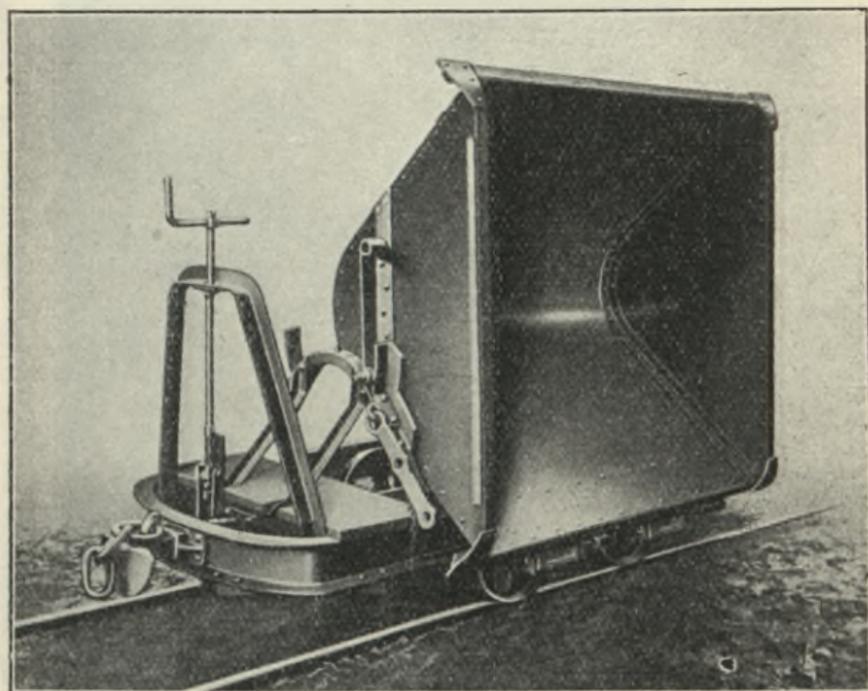


Abb. 25. Krupp-Muldenkipper mit Bockstütze.

deutend schwerfälliger sind, zumal sie i. a. nur nach einer Seite kippen, während Muldenkipper nach beiden Seiten gekippt werden können. Da das Kippen der gewöhnlichen Kastenkipper einen lästigen Aufwand an Kraft und Zeit verursacht, werden in größeren Betrieben gern Selbstkipper verwendet; während sich für lockeres Gut die Schrägbodenselbstentlader eignen, sind für backendes Gut Flachboden- oder Schaufelbodenselbstentlader vorzuziehen, deren Ent-

laden mit Schwung selbsttätig nach Auslösung erfolgt, und die sich in gleicher Weise wieder aufrichten. Seltener kommen Vorderkipper (die vor Kopf schütten) oder Universalkipper vor, die, auf dem Unterwagen drehbar, nach beliebiger Richtung schütten können.

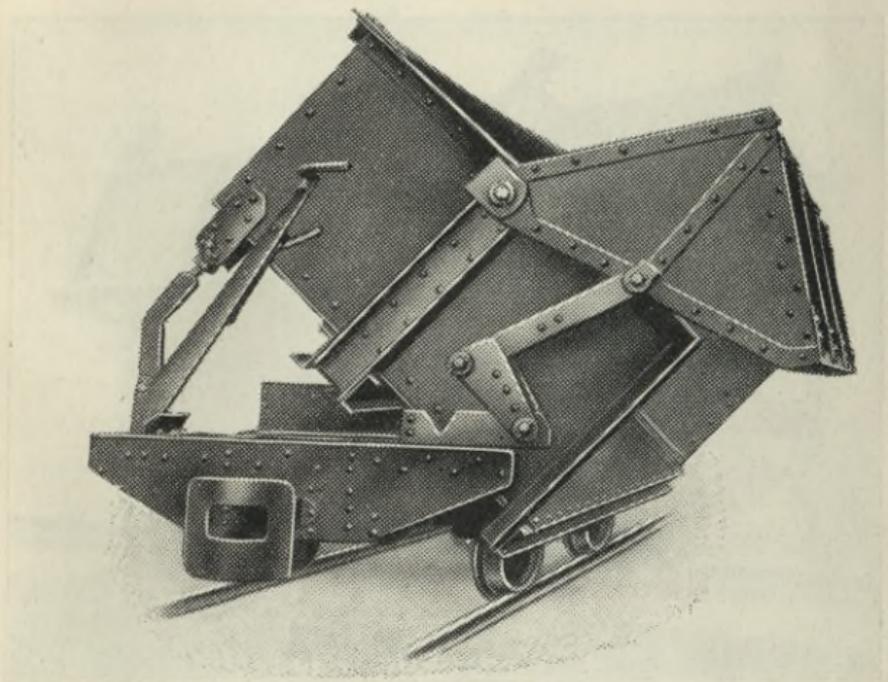


Abb. 26. Einmannkipper der Weserhütte.

Zur Bewegung der Rollbahnfahrzeuge dient Menschenkraft nur bei kleinen Baustellen (etwa bis 2000 m^3 bei 500 m oder 3000 m^3 bei 300 m Förderweite); bei größeren Massen und Förderweiten, etwa bis 150000 m^3 bei 300 m oder 30000 m^3 bei 2000 m , kann Pferdezugkraft verwandt werden; bei noch größeren Ausführungen wird der Betrieb mit elektrischer oder Dampflokomotive vorgezogen.

In besonderen Fällen (bergiges Gelände) kann statt Rollbahn die Anlage einer Drahtseilbahn vorteilhaft sein.

Auch können Förderbänder, ferner auf geeigneten Baustellen auch das Spülverfahren mit Erfolg verwendet werden.

Förderbänder wurden z. B. beim Bau des Wanaquedammes (Newark) verwendet, ihre größte Steigung betrug

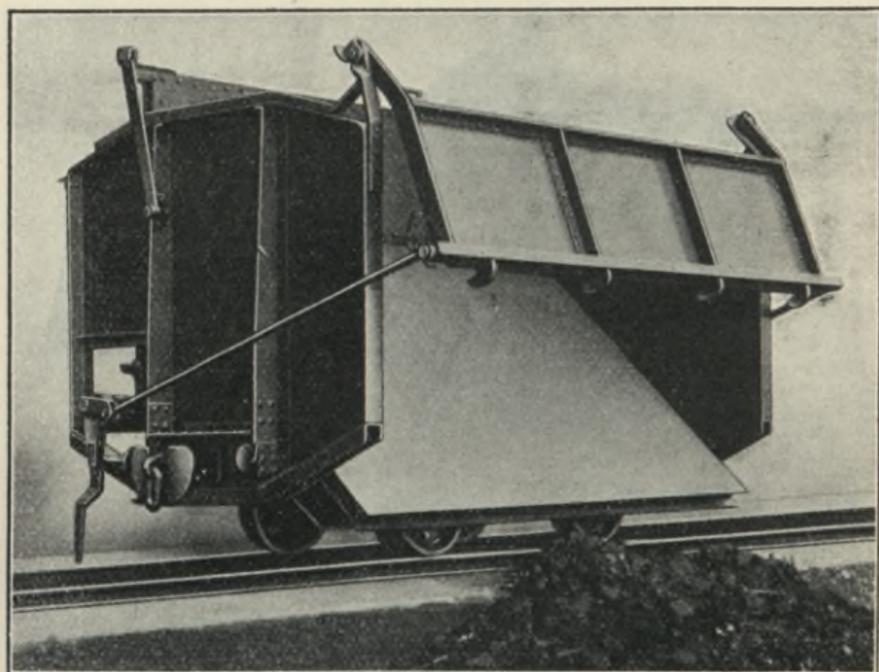


Abb. 27. Krupp-Flachbodenselbstentlader.

bei der Sand- und Kiesförderung 25%, ihre Geschwindigkeit 2 sek./m.

Das Spülverfahren wurde in Nordamerika von Goldgräbern und Bergwerksingenieuren durchgebildet, um dann bei amerikanischen Tiefbauten benutzt zu werden, es wird aber auch auf europäischen Bauten häufig angewandt; die Rinnen pflegen ein Gefälle von 3—6% zu erhalten, doch kommen auch geringere Gefälle, herab bis 0,3% vor, sowie stärkere Gefälle etwa bis 8%; sie werden oft mit starkem

Blech ausgekleidet, da mit starker Abnutzung zu rechnen ist; die Rinnenbreite beträgt i. a. 50—60 cm bei 25—45 cm Tiefe; je nach dem Gefälle werden zum Abfördern eines m³ losen Bodens 15—30 m³ Wasser benötigt, bei starkem Gefälle (8%) und kurzen Förderstrecken nur 4—6 m³. In wirtschaftlicher Hinsicht ist das Verfahren sehr günstig zu beurteilen, falls billiges Wasser zur Verfügung steht.

Bei allen Erdarbeiten ist zu beachten, daß beim Lösen des Bodens sein Rauminhalt durch die Lockerung wächst; die Preisbildung des Unternehmers muß auf diesem gesteigerten Rauminhalt aufgebaut werden, während die Verrechnung der Arbeit nach dem Inhalt des gewachsenen, ungelockerten Bodens zu erfolgen pflegt.

Zum Schlusse seien einige von H. Contag¹⁾ ermittelte, auf Vorkriegsverhältnisse gegründete Zahlen angeführt, um in wirtschaftlicher Hinsicht einen gewissen Anhalt zu geben. Nach Contag werden im Handbetrieb geleistet:

Bodenart	Bodenklasse	Leistung in m ³ je Arbeits- stunde
Loser Sand	I	1,45
Leichter Lehm	II	0,82
Schwerer Lehm	III	0,59
Trümmergestein	IV	0,44
Felsen mit Spitzhacke zu lösen	V	0,26
Zu sprengender Felsen	VI	0,19
Schwer schießbarer Felsen	VII	0,12

Bei einem Stundenlohn von 0,40 M. ergeben sich folgende Gewinnungskosten in Pfennigen je Kubikmeter.

¹⁾ Die Bodengewinnung bei großen Erdarbeiten (Z. d. V. D. I. 1910).

Boden- klasse	Lohn	Geräte	Sprengstoff	Allgemeine Unkosten 5 0/0	Gesamt- kosten
I	28	—	—	2	30
II	49	5	—	3	57
III	68	6	—	4	78
IV	91	8	—	5	104
V	154	10	—	8	172
VI	210	15	38	13	276
VII	333	20	75	22	450

Für gewisse Grundannahmen ermittelt Contag folgende Grenzmengen der Gesamtleistung einer Baustelle, bei deren Überschreiten die jeweils rechts in der Zahlentafel angeführte Gewinnungsart die wirtschaftlich überlegene ist.

Boden- klasse	Handbetrieb gegen Trockenbagger m ³	Handbetrieb gegen Löffelbagger m ³	Löffelbagger gegen Trockenbagger m ³
I	43500	37500	94000
II	18200	14200	160000
III	13600	10200	} Trockenbagger kommt hier nicht mehr in Frage
IV	—	11000	
V	—	7100	
VI	—	6800	

2. Einschließung der Baugrube. a) Böschungen. Bei trockener Baugrube wird man unter Verzicht auf jede Wandbefestigung den Aushub unter Belassung entsprechender Wandböschungen vornehmen, falls seitlich genügend Platz vorhanden ist; als trocken zählt hier auch die durch Grundwassersenkung trockengelegte Baugrube. Die Wahl der Böschungsneigung richtet sich vor allem nach der Bodenart, doch spricht auch die Länge der Bauzeit und die Baugrubentiefe mit; letztere deshalb, weil bei tiefer Baugrube größere Werte, auch Menschenleben von einer Böschungs-rutschung betroffen würden und daher größere Vorsicht geboten ist. Dieser Gefahr

wird häufig durch die (auch aus anderen praktischen Gründen heraus erfolgende) Anordnung von Bäumen entgegengewirkt, die eine Breite von 0,6—1 m haben und in lotrechten Abständen von 4—6 m eingelegt werden.

Die Länge der Bauzeit spricht insofern mit, als mit allmählichem Verflachen einer zu steilen Böschung zu rechnen ist; besonders bei zähem Boden kann sich eine unnatürlich steile Böschung zunächst halten und nach einiger Zeit nachgeben; da nachträgliche Erdarbeiten unwirtschaftlich sind, wird man die Böschung nicht allzu steil wählen.

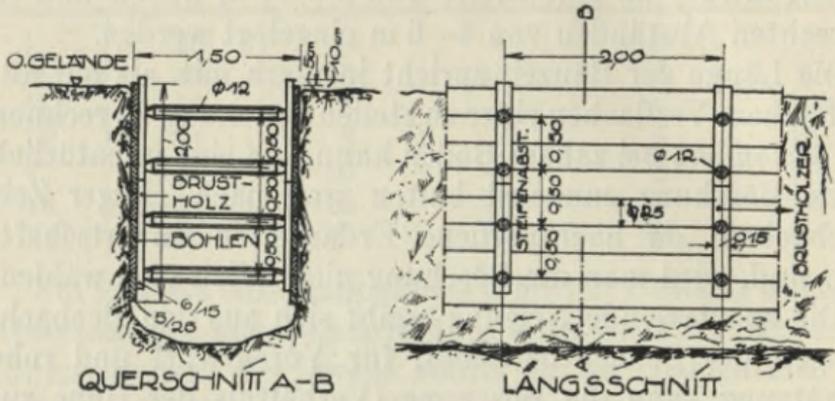
Die zuzulassende Neigung ergibt sich aus den Beobachtungen des Schachtbetriebes; für Vorentwurf und rohe Schätzung kann die Böschung (Verhältnis der Höhe zur Grundlinie) bei zähem Ton und ähnlichem Boden für kurze Bauzeit (3—4 Monate) etwa mit 2 : 1 bis $1\frac{1}{2} : 1$, bei Sand und Dammerde etwa mit 1 : 1 angesetzt werden.

b) Einbau. Ist der Platz seitlich des Baues beschränkt, wie es z. B. in Städten fast stets der Fall ist, so ist die Schachtung mit lotrechten Wänden niederzubringen, was durch den Einbau ermöglicht wird; dieser besteht aus der Flächendeckung und ihrer Absteifung.

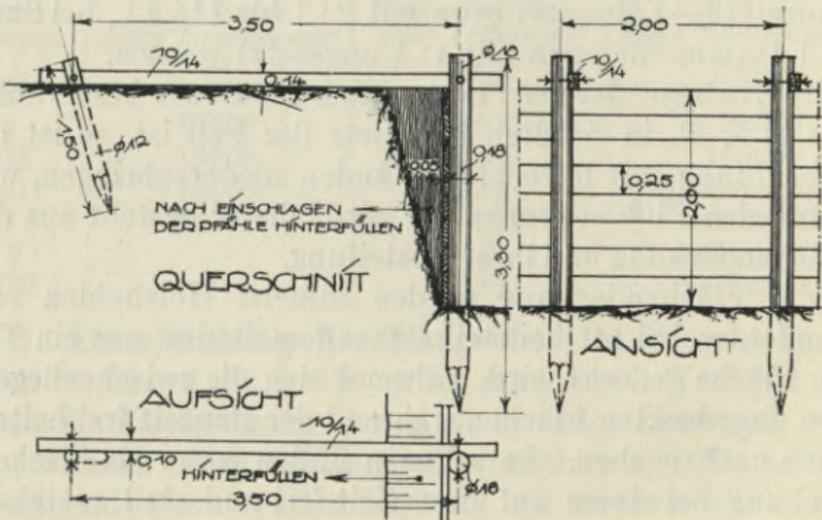
Zur Flächendeckung werden zumeist Holzbohlen verwendet, wobei oft bei steil stehendem Boden nur ein Teil der Fläche gedeckt wird, während sich die zwischenliegenden ungedeckten Flächen während der Bauzeit frei halten, ohne nachzugeben. In seltenen Fällen kann als Flächendeckung bei einem auf kurze Zeit frei und steil anstehenden Boden eine leicht bewehrte Eisenbetonschicht angewandt werden, die die Gefahr späterer Bodensackungen vermeidet, wie sie bei im Boden belassener Holzdeckung durch Fortfaulen des Holzes gegeben ist.

Die Flächendeckung findet ihren Halt in den quer zu ihr laufenden Riegeln, die ihrerseits entweder unmittelbar oder mit Einschaltung von Brustträgern abgesteift werden. Bei

Baugruben geringer Abmessungen ist es vorteilhaft, hölzerne Riegel zu verwenden, wobei der Einbau und somit



Bei geringer Breite: Max. 6—8 m; bei geringer Tiefe: Max. 3 m.



Absteifung einzelner Wände.

Abb. 28. Baugrubenabsteifung.

der abzusteifende Erdkörper durch Antreiben von Futterkeilen unter die erforderliche Spannung gesetzt wird.

Die Deckbohlen werden meist wagerecht laufend angeordnet, bei feinem Trieb sand und unmittelbarer Nähe

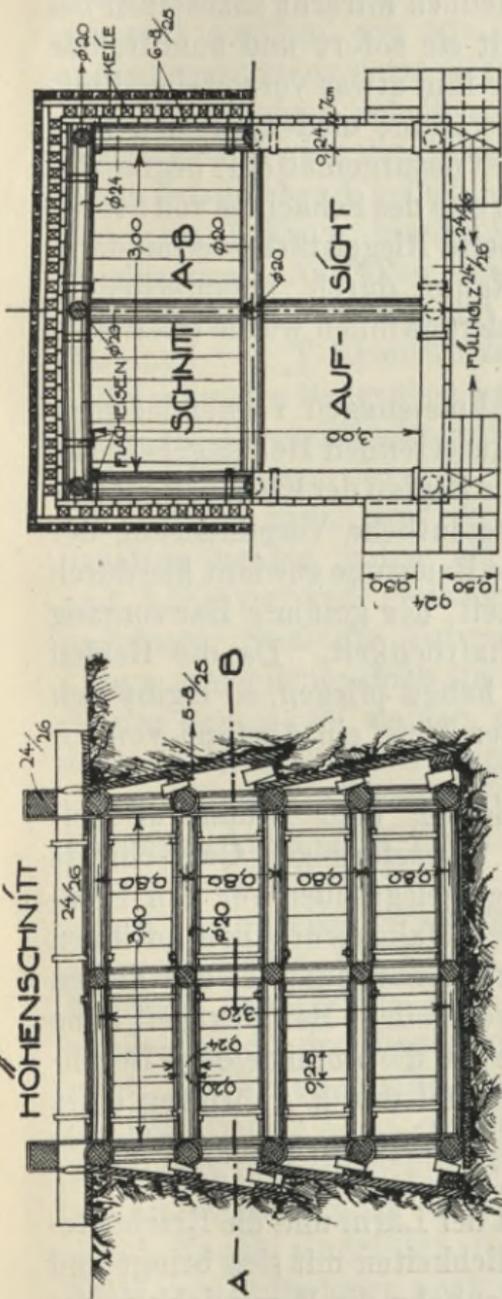


Abb. 29. Getriebezimmerung.

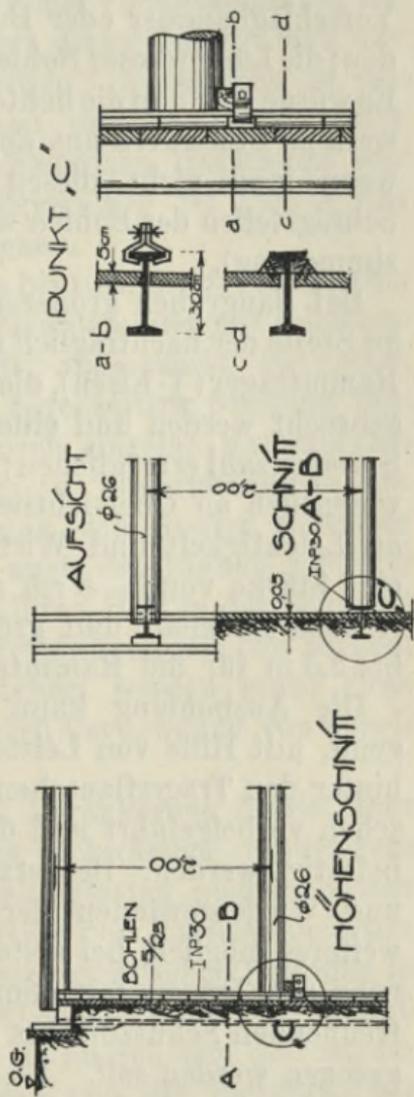


Abb. 30. Trägersaubohlung.

gefährdeter Bauten sind sie jedoch lotrecht anzusetzen bei wagerechter Riegelung, damit sie sofort und unmittelbar dem Aushub folgend oder gar ihm etwas voraus eilend mit Vorschlaghammer oder Butzeramme niedergetrieben werden; die Länge dieser Bohlen ist naturgemäß eine begrenzte. Es würde sich nun die lichte Weite des Schachtes von Stockwerk zu Stockwerk um doppelte Riegelstärke vermindern, wenn man nicht diesen Raum durch entsprechendes Schrägstellen der Bohlen wiedergewinnen würde (Getriebezimmerung).

Bei Baugruben größerer Abmessungen verwendet man an Stelle der nachträglich anzusetzenden Holzriegel eiserne Rammträger (I-Eisen), die vor Beginn der Erdarbeit niedergebracht werden und eine wesentliche Verminderung der Sprießenzahl ermöglichen; die Baugrube gewinnt hierdurch wesentlich an Übersichtlichkeit, der gesamte Bauvorgang an Leichtigkeit und Wirtschaftlichkeit. Da die Bohlen eine Stärke von 5—8 cm zu haben pflegen, so ergibt sich je nach Bodenart und größter Tiefe ein Abstand von 1,5 bis 2,5 m für die Rammträger.

Die Ausbohlung kann hierbei, dem Erdaushub folgend, mit Hilfe von Leisten trapezförmigen Querschnitts hinter den Trägerflanschen festgelegt oder vor den Flanschen vorbeigeführt und durch Hakenschrauben an ihnen befestigt werden. Bei letzterer Anordnung ist das Ziehen und Wiedergewinnen der wertvollen Rammträger ohne weiteres möglich, bei ersterer ist die unmittelbare Berührung des Trägers mit dem Mörtel durch Anbringen eines trennenden Schutzbleches zu verhindern, wenn der Träger gezogen werden soll.

In den Städten, in denen ja der Lärm und die Erschütterung des Rammens Unzuträglichkeiten mit sich bringt und die Leitungsdrähte der Straßenbahn die Beweglichkeit der hochragenden Rammen behindern, können statt der

Rammträger Bohrrohre mit leichtem Bohrgerät niedergebracht werden, die aus einzelnen „Schüssen“ (Teilenden) zusammengesetzt werden und an denen die Bohlen mit sichelförmigen Schellen oder mit Vorstecksplinten befestigt werden; für die Aufnahme dieser Splinte muß das Rohr entsprechend gelocht werden. Auch kann in das Rohr ein Γ -Eisen hinabgelassen und das Rohr unter gleichzeitigem Ausfüllen des schädlichen Hohlraums mit Sand gezogen werden. Im allgemeinen ist jedoch das Rammen von Γ -Eisen vorzuziehen.

Bei schmalen Baugruben (etwa bis 10 m Breite) werden die Γ -Träger gegeneinander mit hölzernen oder mit teleskopartig verstellbaren eisernen Steifen abgesprießt. Bei größeren Breiten kann zwar diese gegenseitige Steifung beibehalten werden, indem ein durch einzelne Rammpfähle und Längsverband gesicherter, in Baugrubenmitte angeordneter Stoß die Verwendung von Steifen normaler Länge ermöglicht; doch kann auch der Einbau schräger Steifen angeordnet werden, die ihren Halt in der Schachtsohle finden und deren obere Verbindung mit den Riegeln sorgsam gegen Abscheren gesichert werden muß; diese Sicherung kann bei Γ -Eisen durch Verwendung von Schellen erfolgen.

Auch kann eine rückwärtige Verankerung in Betracht gezogen werden, bei der in das rückwärtige standsichere Erdreich Ankerpfähle oder Ankerplatten niedergebracht werden, an die der Riegel mit Hilfe von Zugeisen befestigt wird. Die Zugeisen wird man aus praktischen Gründen in gewisser Tiefe ($1-1\frac{1}{2}$ m) unter Gelände anordnen; es muß dann entweder ein Schlitz für sie ausgehoben und wieder verfüllt werden, oder sie werden von der Baugrube her durch Kanäle eingeführt, die mit großer Genauigkeit mit Hilfe von Erdbohrern nach den Ankerpfählen hin gebohrt werden können. Die Ankerpfähle sollten so weit von der

Baugrube entfernt stehen, daß ihr Kopf etwa in der durch den Baugrubenfuß gedachten natürlichen Böschung liegt.

Bei sehr breiten Baugruben kann die umständliche und wegen ihrer Nachgiebigkeit oft nicht unbedenkliche Schrägsteifung dadurch vermieden werden, daß ein schmaler, leicht zu steifender Schlitz ausgehoben wird, in den eine sich frei tragende Stützmauer eingebaut wird, die nun die steifenlose Freilegung der Baugrube gestattet, und die später einen Bestandteil des fertigen Bauwerks bildet.

Nach diesem Verfahren wurde der St.-Pauli-Schacht des Hamburger Elbtunnels niedergebracht; auch wurde es beim Bau des Trockendocks in Puerto Militar (Argentinien) angewandt; hier hatte man mittels Grundwassersenkung den mächtigen, die Toska-Tonschicht überlagernden Sandmassen das Grundwasser entzogen, so daß man sie im Trockenaushub abräumen konnte; dann wurden eiserne Spundwände niedergebracht, in deren Schutz ein Schlitz zur Aufnahme der Stützmauer ausgehoben wurde.

§. 8. Die Baugrube im Wasser.

1. Der Baugrubenaushub. a) Aushub bei Wasserhaltung. Kann durch Wasserhaltung das Wasser bewältigt werden, so stehen zum Aushub dieselben Verfahren zur Verfügung wie bei trockener Baugrube; der Einfluß der Wasserhaltung auf die Auswahl unter diesen Verfahren tritt hinter dem Einfluß der Bodenartung und der Baugrubensteifung zurück. Durch letztere wird meist die Verwendung von Eimerketten- und Löffelbaggern ausgeschlossen. Da die Wasserhaltung selten in der Lage ist, die Verhältnisse einer von Natur aus trockenen Baugrube zu schaffen, so ist hier für jedes Aushubverfahren die Schwierigkeit gesteigert, die Leistung verringert, und zwar in höherem Grade für die empfindlichen, stärker mechanisierten Verfahren (Eimerbagger, Löffelbagger) als für die

roheren, aber anspruchsfähigeren Verfahren (Greifbagger, Aushub von Hand).

b) Aushub unter Wasser. Stößt die Wasserhaltung auf Schwierigkeiten, so kommt der Unterwasseraushub in Frage. Für Arbeiten in beengter Baugrube (z. B. kleine Senkbrunnen) steht der Sackbagger, der Sackbohrer und die indische Schaufel zur Verfügung. Letztere ergibt bei

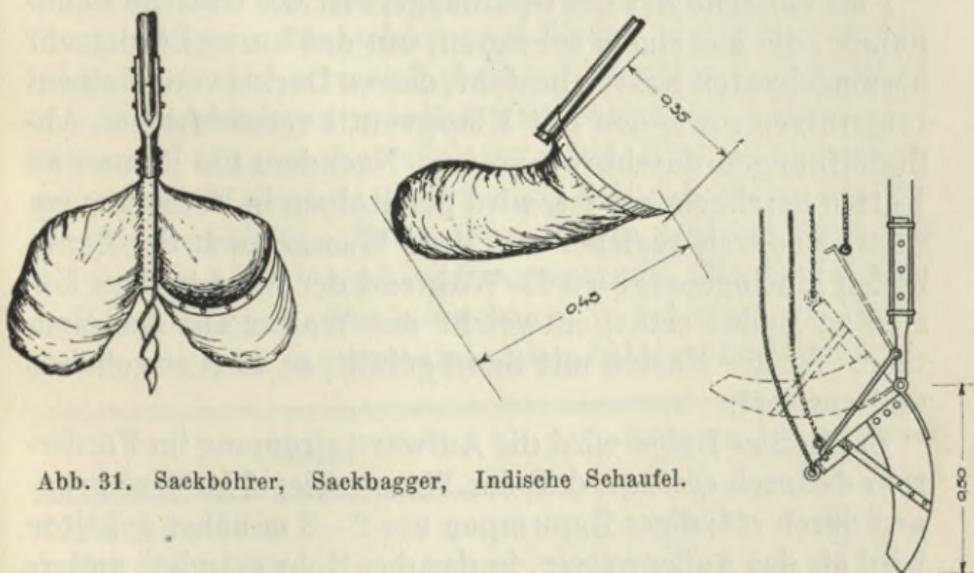


Abb. 31. Sackbohrer, Sackbagger, Indische Schaufel.

einer Bedienung von drei Mann bei 5 m Greiftiefe eine Tagesleistung von 10 m^3 . Der Sackbohrer kann auch in schwererem Boden arbeiten, da er einen aufklappbaren Zahnrechen zum Aufreißen besitzt. Bei größeren Senkbrunnen oder Schlitzbaugruben ist der Greifbagger oder besser der Schalenbagger zu benutzen, die aber nur in leichtem Boden wirtschaftlich arbeiten, oder der Eimerkettenvertikalbagger, der von Hand oder durch Maschinenkraft angetrieben wird, und dessen Gestänge und Leiterwerk nach Bedarf verlängert wird; umständlich ist hier das Abnehmen des Förderbodens, da für jeden stürzenden

Baggereimer die Schüttrinne oder ein Aufnahmegefäß unterzuschieben ist.

Gute Ergebnisse zeitigen auch die verschiedenen Spülbagger, die die Stoßkraft strömenden Wassers benutzen, um die zu fördernden Bodenteile zu lockern und in einem Förderrohr durch ständige Aufwärtsströmung emporzuführen.

Eine einfache Art des Spülbaggers ist die Gillsche Sandpumpe, die aus einem schweren, um das kurze Förderrohr herumgebauten Kasten besteht, dessen Deckel vom Kolbenrohrstutzen sowie den mit Klappventil verschlossenen Abflußöffnungen durchbrochen ist. Nachdem die Pumpe an Ketten herabgelassen ist, wird der Kolben in Bewegung gesetzt, wodurch zugleich mit dem Wasser auch der Sandboden hineingesaugt wird. Während der Sand in dem Kasten zu Boden sinkt, entweicht das Wasser aus den Ventilen. Ist der Kasten mit Sand gefüllt, so wird er gehoben und entleert.

Bei Leslies Heber wird die Aufwärtsströmung im Förderrohr dadurch erzeugt, daß der Wasserspiegel im Senkbrunnen durch ständiges Zupumpen um 2—3 m höher gehalten wird als das Außenwasser, in das das Rohr mündet; andere Spülgeräte erregen die Wasserströmung durch Einführen von Preßluft in den Rohrkopf, wodurch im Rohr ein Gemisch von Luft und Wasser entsteht, das wesentlich leichter als Wasser ist und daher durch den unverändert hoch bleibenden Wasserdruck unterhalb des Rohrkopfs aufwärts getrieben wird (Spülbagger von Jandin, Mammut-schlammpumpe der Borsigwerke), oder endlich durch Pumpen, die an irgendeiner Stelle der Rohrleitung eingesetzt werden.

Die erforderliche Geschwindigkeit der Strömung richtet sich nach der Korngröße und Schwere des Bodens; bei Sand beträgt sie etwa 0,6 m/Sek., bei Kies bis 25 mm Korn-

größe 2—3 m/Sek. 1 m³ Wasser kann 0,15—0,5 m³ Boden fördern.

Zum Lösen des Bodens wird häufig dem Saugkopf ein besonderer Bohrer vorgesetzt, der durch Drehbewegung den Boden mit seinen messerartigen Schneiden löst und dem Sauger zuführt.

Bei großen Baugruben werden Schwimmbagger verwendet, und zwar für leicht lösbaren, wässerigen Boden der Pumpenbagger, für schwereren Boden der Eimerkettenbagger, für sehr schwer lösbaren Boden der Löffelbagger. Der Pumpenbagger arbeitet am besten in Schlick oder Schlamm, er kann aber auch für Sand, Kies, Ton und Mergel verwandt werden; doch empfiehlt sich, wenn die beiden letzterwähnten Bodenarten fester gelagert sind, das Vorschalten einer Vorschneidevorrichtung. Wie die Leistung eines Spülbaggers abnehmen kann, je schwerer der Boden löslich ist, geht aus nachstehender Zahlentafel hervor:

Bodenart	Sättigung in %	Baggerleistung m ³ /Std.
Feiner loser Sand	40	1304
Grober loser Sand	38	250
Feiner loser Sand mit Modder	26	600
Grober tonhaltiger Sand	9	333
Harter feiner Sand mit Steinen	3	253

Ist die Antriebspumpe eine Kolbenpumpe, so darf Boden mit gröberen Bestandteilen nicht gebaggert werden. Die Wassergeschwindigkeit im Saugrohr pflegt größer als 2 m/Sek. zu sein und wird vielfach bis auf 7 m gesteigert.

In der Frühlingschen Bauart (Schichau) ist der Spülbagger höchst wirksam: sein Saugkopf ist unten durch eine vorspringende Stahlschneide abgeschlossen, deren Schneidwirkung durch Zuleiten von Druckwasser unterstützt wird; der so über der Baggersohle gelöste Boden wird durch

Saugwasser in den Kopf gesaugt und emporgefördert; in besonderem Rohr, das bis nahe an den Wasserspiegel reicht und einen Regulierring hat, wird je nach Bedarf das Zusatzwasser zum Saugkopf in solcher Menge zugelassen, wie es zum Erzielen der Höchstleistung dienlich ist. Bei guter Einarbeitung des Personals werden sehr gute Leistungen erzielt; so betragen die Arbeitskosten einschließlich Ausbesserungskosten beim Bagger „Nikolaus“ je Kubikmeter Baggerleistung im Jahre 1915 4,52 Pf.; der Boden bestand zu $\frac{2}{3}$ aus einem Gemenge von 66% Schlick und 34% feinem Glimmersand mit einem Raumgewicht von 1,65, während das übrige Drittel aus reinem Schlick vom Raumgewicht 1,4 bestand.

Eimerkettenbagger werden als Hinterschütter oder Seitenschütter gebaut; während die kleinsten Eimerbagger von 6 m³ Stundenleistung bei Handbetrieb auf ganz kleinen Bauten arbeiten, werden in kleinen Wasserläufen solche von 10—50 m³/Std. verwendet, in mittleren solche von 50 bis 100 m³, in größeren solche von 100—300 m³, in Flußmündungen und auf See solche von 1000 m³/Std.

Wenn durchschnittlich die größte Baggertiefe 10—14 m beträgt, so werden für Sonderzwecke auch Eimerbagger verwandt, die bis 28 m tief baggern, wie es z. B. beim Bau der Triester Molen geschah.

Bei schwer lösbarem Boden nimmt die Leistung des Eimerbaggers derart ab, daß der Löffelbagger verwandt werden muß, der als Schwimmbagger in Deutschland unberechtigtweise eine sehr geringe Verbreitung fand, während er in Amerika gern verwandt wird; er bietet besonders dort Vorteile, wo unter Wasser gesprengtes Gestein zu baggern ist, da er auch größere Trümmer bewältigt, also an Bohr- und Sprengkosten spart.

Das Bohren der Sprenglöcher erfolgt mit dem maschinell betriebenen Stoßbohrer von Prähmen aus, deren genaue

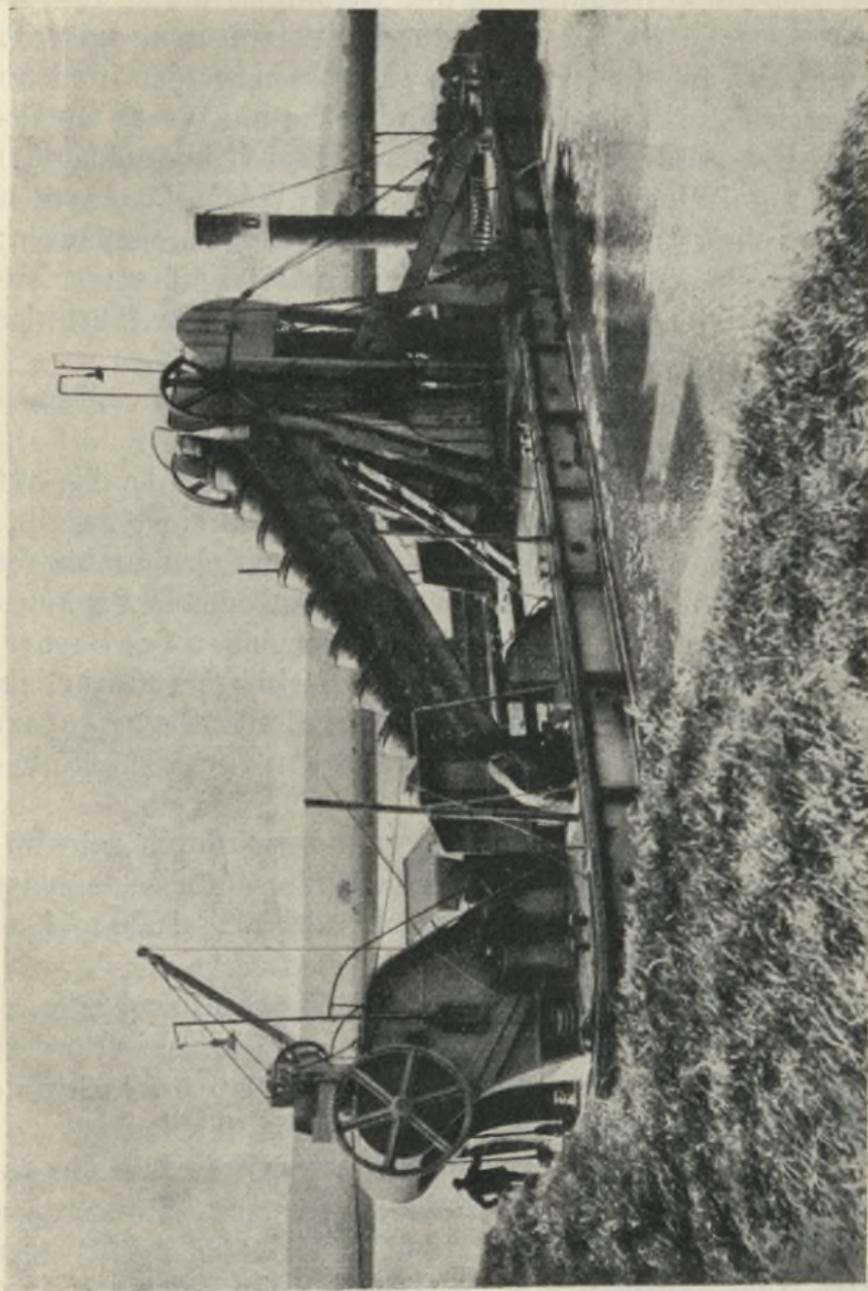


Abb. 32. Schwimmender Eimerbagger der Dyckerhoff & Widmann A. G.

und sichere Festlegung in der Strömung durch Anker-trossen erfolgen kann, oder durch Stützpfeiler, die vom Prahm aus auf den Grund hinabgelassen werden, und an denen sich der Prahm durch Windwerke um 10—20 cm hebt. Bei starkem Wasserstandswechsel (Ebbe und Flut) müssen die Windwerke selbsttätig dem Wechsel nachgeben können, ohne den Druck auf die Stützpfeiler zu verändern; auch ist die Bohrmaschine an einem lotrecht verschieblichen Schlitten anzubringen. Zum Sprengen fährt das Bohrschiff 20—50 m beiseite.

Felsschichten bis zu 0,5 m Mächtigkeit können vom Felsbrecher zertrümmert werden: einem auf einem Schiff angeordneten Fallmeißel von 10—12 t Gewicht, der bis auf 9 m empor gewunden wird und in 2 Min. drei Stöße gibt.

Der Abtransport der Baggermassen vom Schwimmbagger kann in gewöhnlichen Prähmen erfolgen oder in Prähmen mit Bodenklappen, die ein leichtes Versenken des Baggergutes im freien Wasser erlauben; Seebagger pflegen als Schachtbagger durchgebildet zu sein, die ihr Baggergut im eigenen Schiffsraum aufnehmen und zur Versenkstelle befördern.

Saugbagger können ihre Baggermassen durch schwimmende Druckrohrleitungen hindurch fortspülen, doch ist hierbei eine Förderweite von mehr als 500—1000 m i. a. nicht mehr wirtschaftlich.

Auch kann das Baggergut mit Förderband an Land geschafft oder mit Hilfe von Trichtern oder Rinnen in Förderwagen gestürzt werden, die über feste Gerüste oder schwimmende Brücken oder mit Seilbahn an Land gelangen.

Sehr störend sind bei jedem Unterwasseraushub die angetroffenen Hindernisse. Steine werden mit Steinzangen gehoben; größere Steine werden mit Ketten gefaßt oder unter Wasser gesprengt, so daß die Trümmer gebaggert werden können; in der Schiffahrtsrinne von Vancouver wurden

Felsblöcke bis zum Gewicht von 16 t mit stählernem Schleppnetz gefaßt und gehoben. Pfähle, die lotrecht im Boden stehen, werden mit Hilfe von Schluppketten gezogen, die schlingenartig um den Pfahl herumgelegt werden und sich beim Anziehen der Hubwinde so fest an den Pfahl anpressen, daß sie

nicht mehr abgleiten. Liegende und gar unter dem Brunnenkranz festgeklemmte Stämme müssen an den erforderlichen Stellen mit dem Stoßmeißel oder der Säge zerteilt werden; der Schaft dieser Werkzeuge muß so lang sein, daß ihre Handhabung von einer über Wasser liegenden Arbeitsbühne aus möglich ist. Auch Sprengung solcher Hindernisse kann nötig werden. Zu diesen Arbei-

ten müssen häufig Taucher zugezogen werden, die in ihren bisher gebräuchlichen Taucherausrüstungen in Wassertiefen bis zu 20—30 m arbeiten konnten; jenseits dieser Tiefe nimmt der Wasserdruck eine dem menschlichen Körper gefährliche Höhe an, und nur in ganz vereinzelt Fällen konnten Taucher einem Wasserdruck von 40—50 m auf ganz kurze Zeit widerstehen. Die neuen patentierten Taucherpanzer halten jeden Wasserdruck vom Körper ab und lassen den Taucher in der Rüstung unter dem Druck freier,

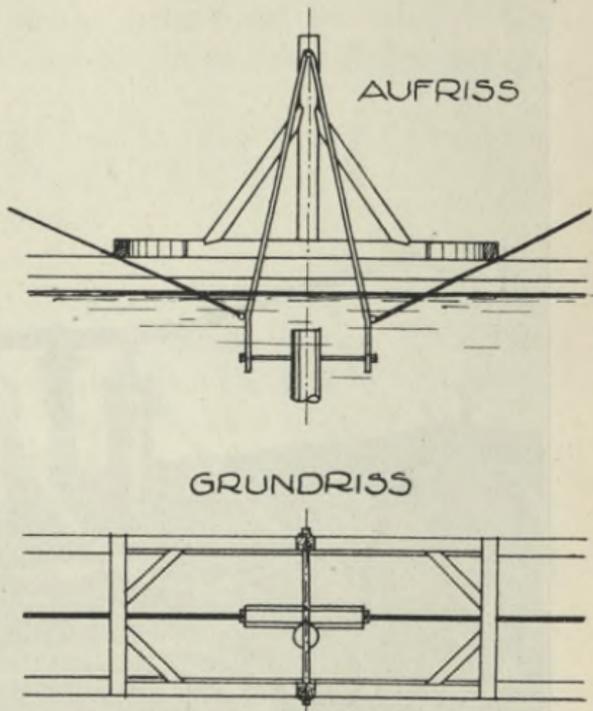


Abb. 33. Pendelsäge.

ungepreßter Luft leben, so daß er zu früher unerreichten Tiefen absteigen kann. Der Rumpf besteht aus geschweißtem und getriebenem Siemens-Martin-Stahl, während die Glied-



Abb. 34. Druckluft-Taucherrüstung.

maßen aus dem zähen, haltbaren Funditaluminium mit Kugelgelenken beweglich angeschlossen sind.

Mit dieser Rüstung wurden im Juli 1924 erfolgreiche Versuche in Wassertiefen bis zu 160 m durchgeführt, bei denen die Taucher bis zu 2 Stunden ununterbrochen im Wasser blieben und weder Atmungs- noch sonstige Be-

schwerden hatten, nicht einmal, wenn sie 5 Stunden hintereinander im Gerät tauchten.

Der Oberteil ist so geräumig, daß der Taucher die Arme aus den Armpanzern herausziehen kann; er besitzt vorn, seitlich und oben Fenster, von denen das mittlere als großes, abschraubbares Fenster ausgebildet ist; auch sind in ihm die Signalgeräte, Ventile, Meß- und Beleuchtungsgeräte untergebracht.

Die Verständigung mit dem Taucher erfolgt durch Lautsprechersprecher, Morsezeichen mittels Summer und durch Zugsignale der Halteleine.

Zum Ausblasen des in die Tauchkammer gelassenen Wassers dient ein Preßluftvorrat von 12 l unter 150 at. Zur Luftreinigung und Ergänzung dient eine als Ringrohrleitung ausgebildete Anlage, die dem Taucher selbst bei vollgelaufenem Gerät das Atmen erlaubt.

Naturgemäß besitzt der in diesem Gerät arbeitende Taucher nicht die Beweglichkeit und Handgeschicklichkeit des Drucklufttauchers, immerhin ist er doch zur Ausführung wichtiger Arbeiten befähigt, wie Befestigen eines Schäkels oder Karabinerhakens, Zusammenstecken von Tauenden, Einschrauben eines Preßluftschlauches in einen Gewindestutzen.

2. Einschließung der Baugrube. a) Böschungen. Hat man genügend Raum zur Verfügung, so wird man auch die Naßbaugrube mit Böschungen einfassen; allerdings ist die Neigung der Böschungen wesentlich geringer anzusetzen als bei Trockenbaugruben, da die an sich flache Böschung schwimmenden Erdreichs durch bewegtes Wasser noch weiter verflacht wird.

Wir haben hier zwischen naß gebaggerten Baugruben und Baugruben mit Wasserhaltung zu unterscheiden.

Bei ersteren wird die Böschungseinfassung dort vorteilhaft sein, wo die Einschnitttiefe selbst gering, die über-

lagernde Wassersäule dagegen groß ist, also z. B. bei Seebauten, bei denen eine den tragfähigen Grund überlagernde Schicht fortzubaggern ist, damit ein Senkkasten, eine Beton- oder Steinschüttung ohne Wasserhaltung eingebracht werden kann; so wurde bei dem bereits erwähnten Triester Molenbau eine Schicht von rund 10 m Stärke mit Böschung durchschlitzt, um den in etwa 27 m Wassertiefe anstehenden guten Baugrund zur Aufnahme einer Steinschüttung vorzubereiten.

Das Verflachen der Böschungen kann hier durch Wasserströmungen verursacht werden oder durch die Wellenbewegung, deren Einfluß allerdings nur bis etwa 15 m Tiefe hinabreicht; beide Arten der Bewegung hängen derart von den örtlichen Verhältnissen ab, daß sich allgemeine Angaben über Böschungsneigung hier erübrigen.

Bei Baugruben mit Wasserhaltung pflegen die wasserbringenden Schichten aus Sand oder sandhaltigem Boden zu bestehen und daher der Ausspülung in besonders hohem Maße ausgesetzt zu sein; diese Gefahr wird allerdings dadurch gemildert, daß (besonders bei großen Baugruben) das Tieferbringen der Schachtsohle nur äußerst langsam erfolgt, so daß ein allmähliches Absinken des Grundwasserspiegels in der Nachbarschaft stattfindet, also eine Abnahme des Wassergefälles beim Austritt aus der Böschung; mit dem Auswaschen der Böschungen und all seinen Unannehmlichkeiten ist jedoch stets zu rechnen; man wird daher geböschte Wände auf Baugruben von sehr günstigem Verhältnis zwischen Wassertiefe und Sohlenfläche oder von solcher Lage beschränken, daß die unvermeidlichen Ausspülungen keinen Schaden in der Nachbarschaft anrichten können.

So wurde unter anderem die Baugrube für die dritte Schleuse in Wemeldinge mit Böschung und offener Wasserhaltung bis zu einer Sohlentiefe von 4 m unter Grundwasser

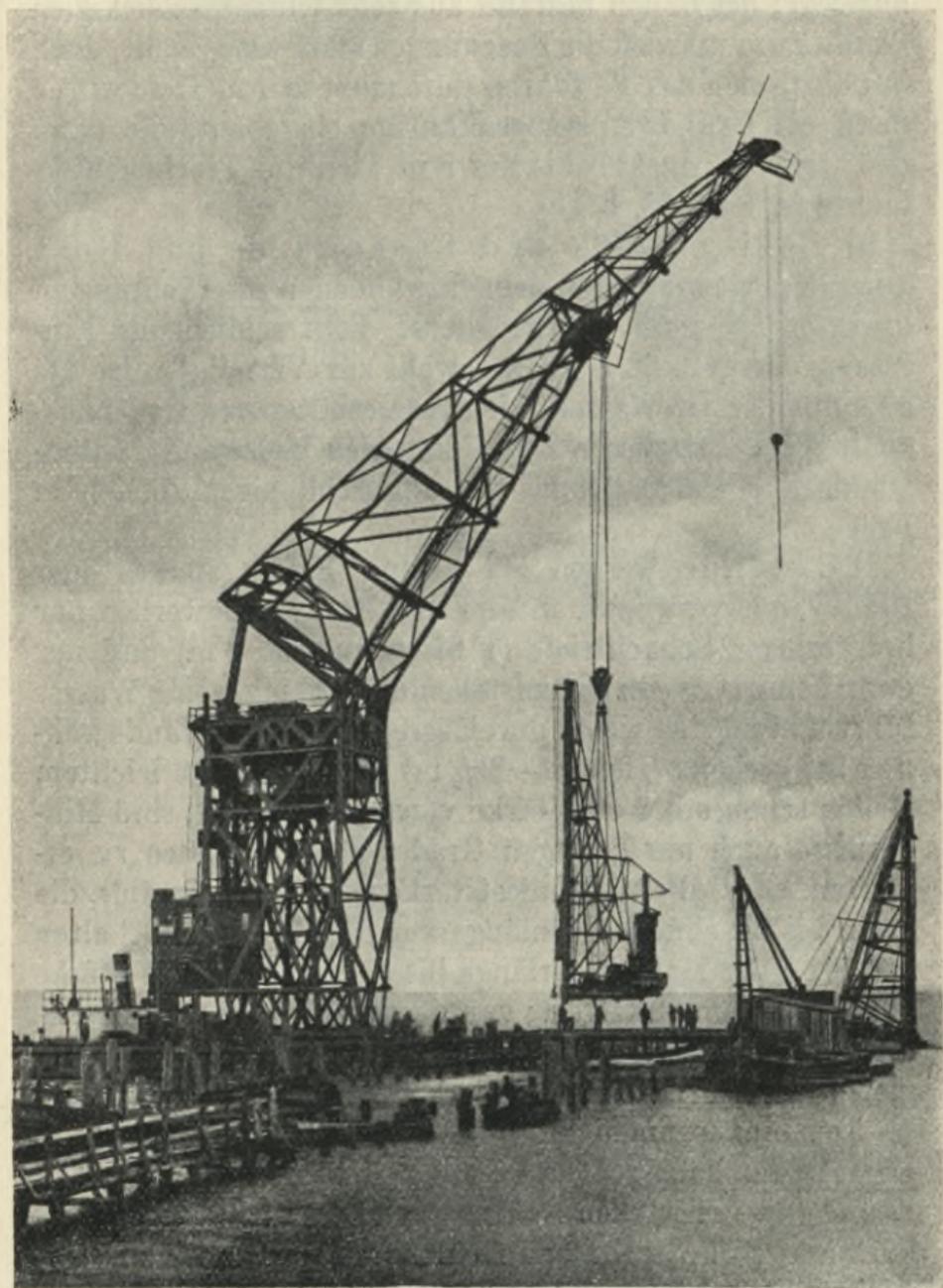


Abb. 35. Dampframme vom Großkran abgesetzt (Dyckerhoff & Widmann A. G.).

angelegt; der Boden bestand aus sehr feinem, schlickigem Sand. Zwar wurden die Böschungen stark ausgespült, doch bewährte sich das Verfahren durchaus; in 4 m Tiefe wurde dann die Grundwasserabsenkanlage eingebaut, die dann den weiteren Aushub bis auf 8 m Tiefe im Trockenen erlaubte (s. Kap. II, B 4 c).

b) Bohl-, Pfahl- und Spundwände aus Holz. Überall dort, wo an den Schachtwänden Wasserandrang zu erwarten ist, muß eine möglichst dicht schließende Einfassung hergestellt werden sowohl zur Verminderung des abzapfenden Wassers wie zum Verhüten von Bodenausspülungen. Für diesen Zweck kommen Holzwände, Eisenwände und Fangedämme aus undurchlässigem Boden in Frage.

Holzwände werden als Stülp-, Falz-, Spund- oder Pfahlwände verwandt. Stülp- und Falzwände werden nur bei geringer Schachttiefe (1 bis höchstens 2 m) und nur dann benutzt, wenn das anstehende Erdreich wenig Wasser führt und an sich wenig durchlässig ist. Spundwände können bei geringer Tiefe (2—2 $\frac{1}{2}$ m) und besonders leichtem Boden schon mit 8 cm Stärke verwandt werden; sind Hindernisse auch nur geringen Grades beim Rammen zu erwarten, so wird eine Mindeststärke von 10 cm gewählt, die dann bis zu einer Bohlenlänge von 3—4 m beizubehalten ist; für jeden Meter Mehrlänge bis $l = 9$ m wird die Stärke dann um 2 cm gesteigert; von da an um 1 cm je m Mehrlänge. Die Breite der Feder ist bei geringen Stärken gleich $\frac{1}{3}$ der Bohlenstärke; doch geht man nicht über 4—5 cm hinaus, um nicht allzu starken Verschnitt zu haben. Die Federn bedingen einen starken Verschnitt gesunden Holzes, der bei starken Bohlen wegen des ungünstigen Verhältnisses von Stärke zur Bohlenbreite erheblich ins Gewicht fällt; zwar lassen sich besonders geschnittene Federn einsetzen, wodurch der Verschnitt gemindert wird, doch ist

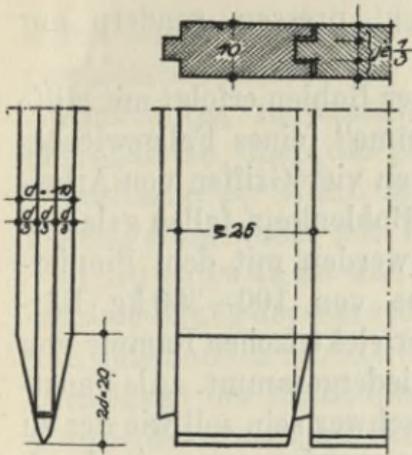


Abb. 36. Spundbohlenschneide.

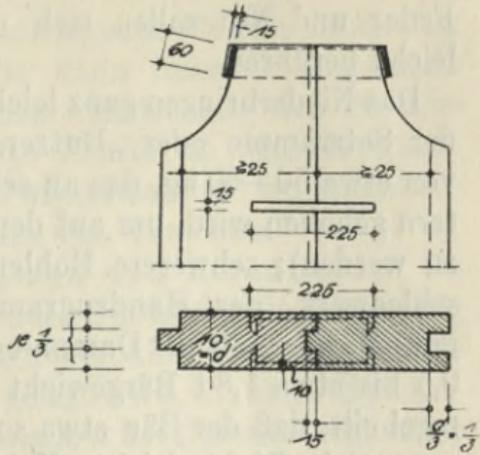
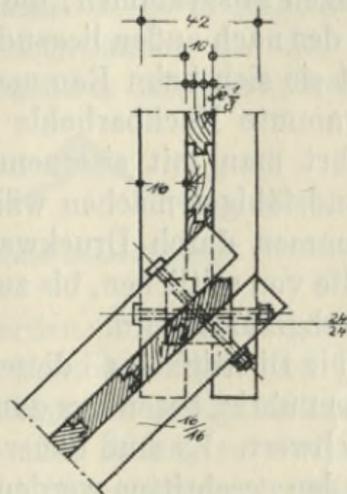
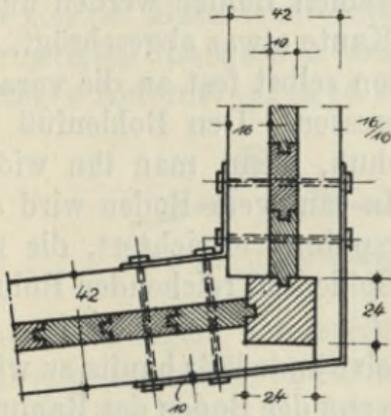


Abb. 37. Schutzring für zwei miteinander verklammerte Spundsohlen.

bei langen und entsprechend starken Holzbohlen die Feder- und Nutführung so wenig zuverlässig, daß man bei Wand-



Eckverbindung von Spundwandzangen durch Laschen.

Verbindung der Spundwandzangen mit einem Eckbundpfahl.

Abb. 38.

stärken von mehr als 20—26 cm die Spundung ganz fortläßt; man erhält so eine Pfahlwand. Die Backen von

Feder und Nut sollen sich nicht pressen, sondern nur leicht berühren.

Das Niederbringen ganz leichter Bohlen erfolgt mit Hilfe der Setzramme oder „Butzeramme“ (eines Fallgewichtes von etwa 50—60 kg, das an seinen vier Griffen von Arbeitern gehoben wird, um auf den Bohlenkopf fallen gelassen zu werden); schwerere Bohlen werden mit dem Pionierschlagwerk, der Handzugramme von 100—300 kg Bärgewicht oder mit der Dampf- oder elektrischen Ramme von 0,5 bis etwa 1,8 t Bärgewicht niedergerammt. Als Faustregel gilt, daß der Bär etwa so schwer sein soll wie der zu rammende Pfahl; leichte Bohlen werden zu zweit durch Kopfring zusammengefaßt und gemeinsam gerammt.

Zur Wahrung der gegenseitigen Bohlenführung ist es bei größeren Rammtiefen ratsam, eine gewisse Länge der Wand gleichzeitig anzusetzen und staffelweise zwischen Führungen abzurammen; die einzelnen Bohlen werden unten an der nach außen liegenden Kante etwas abgeschrägt, damit sie sich beim Rammen von selbst fest an die vorausgerammte Nachbarbohle anpressen. Den Bohlenfuß bewehrt man mit eisernem Schuh, wenn man ihn widerstandsfähiger machen will. In sandigem Boden wird das Rammen durch Druckwasserspülung erleichtert, die mit Hilfe von seitlichen, bis zum Bohlenfuß reichenden Rohren durchgeführt wird.

Die Dichtigkeit all dieser Holzwände läßt häufig zu wünschen übrig, besonders dann, wenn der Boden das Rammen erschwert. Es muß daher oft zum Nachdichten schlechter Stellen geschritten werden; kleine Undichtigkeiten werden mit Werg, geteerten Segeltuchstücken oder einem Gemisch von Sägemehl, Pferdedung und Stroh gestopft, oder mit Holz übernagelt; auch kann das Stopfen mit Hilfe von Preßzement erfolgen, der in den am Riß außen anstehenden Boden eingeführt wird. Stark klaffende Risse müssen

durch hinter ihnen niederzubringende Bohlen notdürftig geschlossen werden, um die dann folgende eingehende Nachdichtung zu ermöglichen. Erstrecken sich die Undichtigkeiten über die ganze Fläche, so wird die ganze Innenfläche der Wand mit wasserdichtem Segeltuch benagelt, nötigenfalls mit Hilfe von Tauchern.

c) Spundwände aus Eisen und Eisenbeton. Da die Beseitigung der sehr störenden Undichtigkeiten schwierig und umständlich ist, so werden jetzt dort, wo Wert auf hohe Dichtigkeit der Einfassung gelegt wird, eiserne Spundwände bevorzugt, bei denen selbst bei Durchfahren harten Bodens eine fast vollkommene Dichtigkeit erreicht wird und die ferner den großen Vorzug einer wesentlich leichteren, schnelleren Beschaffung bieten.

Für Baugruben geringer Tiefe (etwa bis 4 m, bei leichten Böden und guten Rammverhältnissen bis 6 m) eignen sich die von der Maschinenfabrik Buckau A.-G. in Magdeburg verfertigten Langschen Bogenblechwände, die den jeweiligen Anforderungen entsprechend in beliebigen Breiten

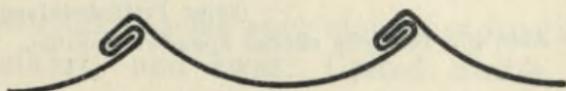


Abb. 39. Hängeblechspundwand Bauart „Lang“.

und Wölbungen hergestellt werden können und deren Labyrinthdichtung einen sehr dichten Schluß und gute gegenseitige Führung gibt; das Rammen erfolgt mit leichten Rammen, Beschädigungen sind selten, so daß eine große Anzahl der Bleche mehr als 150mal wieder verwendet wurden; besonders für Kanalisationsbaugruben haben sie sich gut bewährt.

Für größere Tiefen eignen sich die Profile „Rote Erde“ (Gelsenkirchner Bergwerks A.-G.), „Larsen“ (Dortmunder Union), „Lamp“ (Wessels & Wilhelmi) und „Ransome“.

(Torkret G. m. b. H.), bei deren Durchbilden das Bestreben maßgebend war, in der Nähe der Nulllinie möglichst wenig Querschnittfläche zu belassen, die Hauptflächen dafür in die Zone der stärksten Druck- und Zugspannungen zu verlegen; bei allen Profilen ist die Wellenrinnenform vorhanden, verschieden ist die Lage des Schlosses und der Führungsklaue, wie aus nebenstehenden Skizzen hervorgeht; während das Schloß bei Larssen einen kantigen Querschnitt

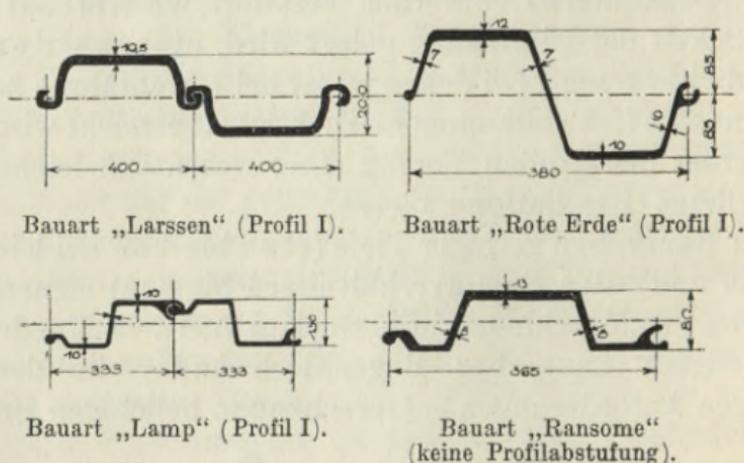


Abb. 40. Deutsche eiserne Spundwandprofile.

besitzt, ist es bei den anderen Profilen rund, so daß die Spundwand ohne Formstücke mit rundem Grundriß von geringem Halbmesser angeordnet werden kann, doch kann man auch den Larssenbohlen eine gewisse Drehung im Schloß zumuten.

Die Reibung im Larssenschloß ist so groß, daß der Querschnitt zweier zusammengesetzter und im Schloß hydraulisch zusammengepreßter Bohlen statisch als einheitlicher Querschnitt wirkt.

Das Ausführungsrecht für „Rote Erde“ wurde durch das Friedensdiktat an eine französische Gesellschaft übertragen.

Alle diese Profile lassen sich zu Zwillingprofilen, zum Teil zu noch größeren Profilen zusammensetzen.

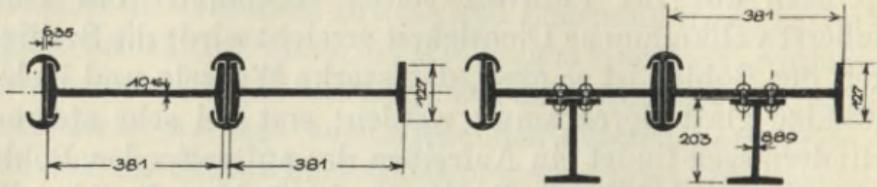
Die Schloßführung ist eine derart starke, daß ein Auspringen aus der Führung selten vorkommt und eine äußerst vollkommene Dichtigkeit erreicht wird; die Steifigkeit der Bohlen ist so groß, daß starke Wurzeln und Holzstämme glatt durchrammt werden; erst bei sehr starren Hindernissen findet ein Aufreißen der auftreffenden Bohle statt; auch wird durch die Stärke der Bohlen die Absteifarbeit auf ein bei Holzwänden nicht angenähert mögliches Geringstmaß herabgemindert.

Der hohe Anschaffpreis wird bei Behelfsbauten häufig dadurch ausgeglichen, daß die Bohlen wieder gezogen und 4-, 5- auch 6 mal verwendet werden können. Die Eisenbohlen machen sich aber bei schwierigen Arbeiten durch ihre technischen Vorzüge auch dort bezahlt, wo ein Ziehen und Wiederverwenden nicht möglich ist; bei Bauwerken, bei denen auf Dichtigkeit der Spundwand Wert gelegt wird, wird man bei schwierigen Bodenverhältnissen stets die Eisenwand bevorzugen.

Der Vollständigkeit seien auch einige der amerikanischen Profile angeführt, und zwar: United States, Quimby, Williams, Lackawanna, Vanderkloot, Weimlinger; man sieht, daß die deutschen Profile sowohl wirtschaftlich wie technisch den amerikanischen Profilen überlegen sind, denn bei letzteren ist zwar die Führungsklaue gut durchgebildet, doch fehlt das den deutschen Profilen eigene Streben, mit wenig Stoff eine möglichst große Steifigkeit, ein möglichst großes Widerstandsmoment zu erreichen; es ist daher nicht zu verwundern, daß man versuchte, durch Ergänzungsmaßnahmen die wenig steifen Profile brauchbarer zu machen: so wurde beim Bau einer Ufermauer am Chikagofluß eine Verbundbohle¹⁾ aus Holz und Eisen vom Querschnitt

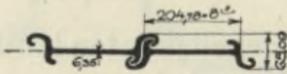
¹⁾ Schonnopp, Eiserne Spundwände (Bautechnik 1926).

gemäß Abb. 41a verwandt; die Dichtigkeit der Wand wurde dadurch erhöht, daß an die Holzpfähle Führungsleisten zur Bildung einer Nut angebracht waren, die zur Aufnahme von



Bauart „Universal Joist“.

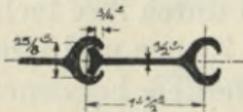
Bauart „Universal Joist“. Durch aufgenietete I-Eisen verstärkt.



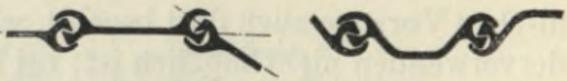
Bauart „Simplex“.



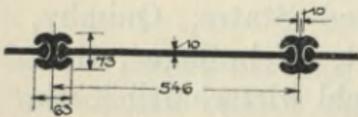
Bauart „Vanderkloot“.



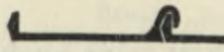
Bauart „United States“.



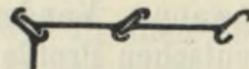
Bauart „Lackawanna“.



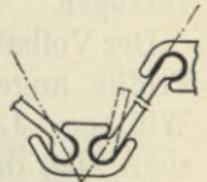
Bauart „Pat. Side Groove“.



Bauart „Williams“.



Bauart „Quimby“.



Wellspundwand von Ransome Mach. Co., London.

Abb. 41.

Englische und amerikanische eiserne Spundwandprofile.

Abschlußbohlen bestimmt waren; der Raum zwischen diesen Bohlen und dem Schloß der Stahlbohlen konnte, wenn sich Undichtigkeiten zeigten, mit Sand, Sägemehl oder dergleichen gedichtet werden.

Nachstehend sei eine Vergleichstafel für verschiedene Profile gegeben (nach Schonopp).

Lfd. Nr.	Bauart	Profil	Gewicht in kg für 1 lfd. m Spundbohle bzw. Bohle + Klaue	Gewicht in kg für 1 m ² Spundwand (G)	Widerstands- moment W in cm ³ für 1 lfd. m Spundwand	Werte für $W : G$	
1		I N. P. 30 u. N. P. 15	}	229,58	556,2	2,42	
2		I N. P. 30 u. □ N. P. 30		}	258,06	1528,3	5,92
3	Universal- Joist	381 × 127 mm	{ 58,78 } 15,50		78,28	20 7	446,0
4		305 × 127 "	{ 47,62 } 15,50	63,12	224,91	509,0	2,26
5		254 × 127 "	{ 44,65 } 15,50	60,15	256,85	608,0	2,37
6		203 × 127 "	{ 41,66 } 15,50	57,16	303,18	765,0	2,52
7		152 × 127 "	{ 37,21 } 15,50	52,71	372,08	967,0	2,59
8		127 × 127 "	{ 35,72 } 15,50	51,22	403,58	1140,0	2,82
9		Universal- Com- pound	381 × 381 "		364,245	2925,2	8,03
10	381 × 305 "			335,83	2037,6	6,07	
11	305 × 305 "			381,73	2506,9	6,56	
12	Simplex	254 × 254 "		432,70	2444,6	5,65	
13		8 mm	21,75	107,42	82,25	0,77	
14	12 "	39,41	129,37	123,97	0,96		
15	Side Groove Larssen	leichtes	{ 50,0 } 17,86	67,86	124,00	78,74	0,64
16		I	38,0	96,0	500,0	5,20	
17		II	49,0	122,0	849,0	6,96	
18		III	62,0	155,0	1363,0	8,79	
19		IV	75,0	187,0	2037,0	10,89	
20	V	100,0	238,0	2962,0	12,44		
21	Rote Erde	I	32,0	84,3	230,8	2,74	
22		II	42,8	112,7	485,0	4,30	
23		III	51,7	136,1	744,0	5,47	
24		III a	55,7	146,0	770,0	5,27	
25		IV	59,5	156,6	966,0	6,17	
26		IV a	67,0	176,35	1055,0	5,98	
27		V	88,0	160,0	1275,0	7,97	
28		VI	109,0	198,0	1700,0	8,59	
29		VII	134,7	244,9	2233,0	9,11	
30		VII a	142,1	258,4	2288,0	8,85	
31	Lamp	I	39,9	99,7	500,0	5,02	
32		II	43,33	130,0	700,0	5,38	
33		III	74,8	187,1	1705,0	9,12	
34		IV	78,2	195,5	2220,0	11,36	
35		V	104,5	243,0	3115,0	12,82	
36	Ransome	einfach	48,0	130,0	335,0	2,58	
37	Krupp	W ²	45,0	296,0	840,0	2,84	

Auch unter der Ramme dürften sich die deutschen Profile besser bewähren.

Das Rammen erfolgt am besten mit schwerem Bär, dessen Gewicht möglichst dem der Bohle gleich sein soll, mit geringer Fallhöhe und schnellen Schlägen. Wichtig ist, daß das Rammplanum genau wagerecht liegt, daß der Ramm-

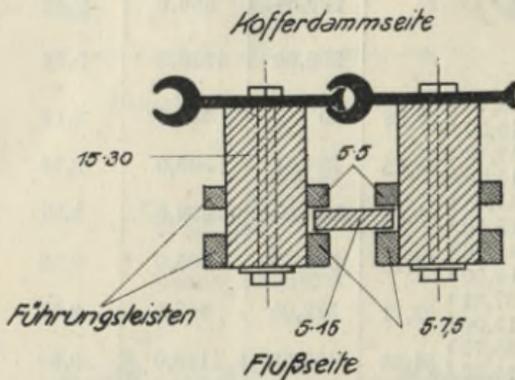


Abb. 41a. Vereinigte Holz- und Stahlblechwand. (Zur Erbauung einer Ufermauer längs des Chikagoflusses, U. S. A.)

schlag nicht genau mittig, sondern entsprechend dem Widerstand der Klauenführung etwas zur bereits gerammten Bohle hin verschoben erfolgt, und daß die Bohlenkanten beim Rammen genau in lotrechter Ebene bleiben; das geringste Abweichen, in Richtung der Wandgesehen,

verursacht einen ausmittigen Rammschlag, wodurch die Schrägstellung noch gesteigert wird und hohe Spannungen in den Führungsschloßern und Bohlen verursacht werden; ist dies Schrägstellen eingetreten, so ist eine keilförmige Bohle einzufügen, die die richtige Bohlenstellung wiederherstellt; zur Führung dienen starke obere Führungszwingen.

Das Rammen erfolgt mit Hilfe einer Rammhaube, die mit Hartholz oder auch nur mit altem, durch Nägel zusammengehaltenen Tauwerk ausgefüllt ist, den Schlag gleichmäßig auf die ganze Bohle oder Doppelbohle verteilt und dadurch seine Härte mildert.

Das Rammen schräger Wände bietet keine Schwierigkeit, solange die Neigung $< 3:1$ ist; so wurde beim Bau der Torpedoschießstandanlage bei Altenhof (Eckernförde) eine Wand aus 9,5 m langen Spundbohlen vom Profil

„Rote Erde“ in der Neigung 3:1 geschlagen. Da mit zwei Rammen gearbeitet wurde, wurde in der Wandmitte

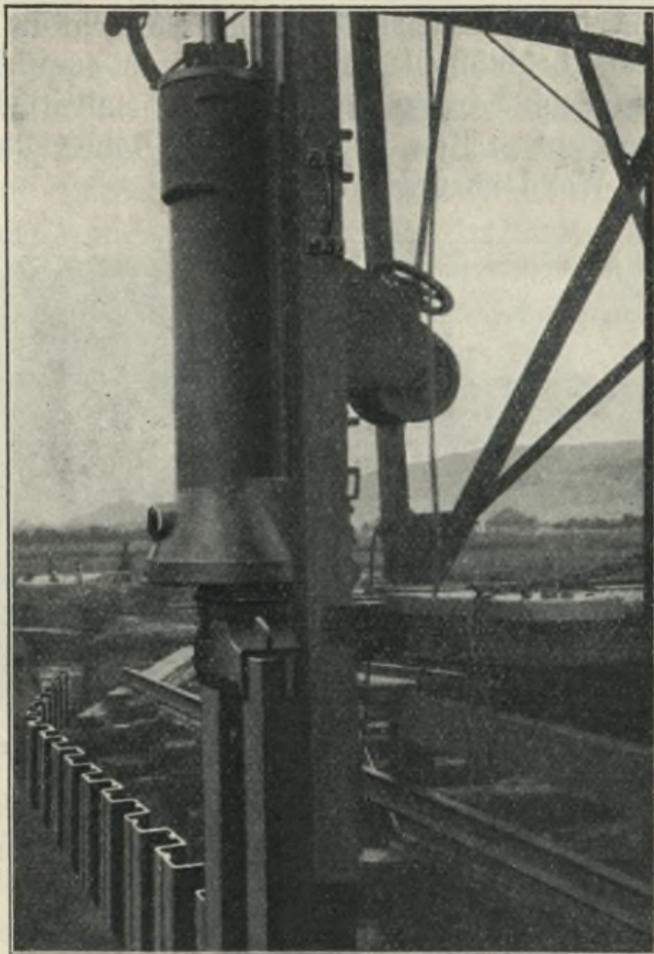


Abb. 42. Lampsche Spundwand unter der Ramme.

zuerst eine Bohle mit beiderseitiger Wulst geschlagen, so daß die anschließenden Bohlen allemal mit der Wulstseite nach außen geschlagen wurden; es ist dies wichtig, da andernfalls, wenn die Klauenseite beim Rammen nach außen liegt, die offene Klaue sich mit Boden verstopfen

würde. Im Grundriß wies die Linienführung mehrere Ecken auf, die Ecken wurden ausgerundet, die Rundung mit Hilfe von keilförmigen Bohlen hergestellt.

Bei rings umschlossenen Baugruben entsteht die Schwierigkeit, die Schlußbohle einzupassen; es empfiehlt sich hier, eine Schlußstrecke von 5—15 m einheitlich anzusetzen und abzusteifen und dann die Bohlen dieser angesetzten Wand abzurammen.

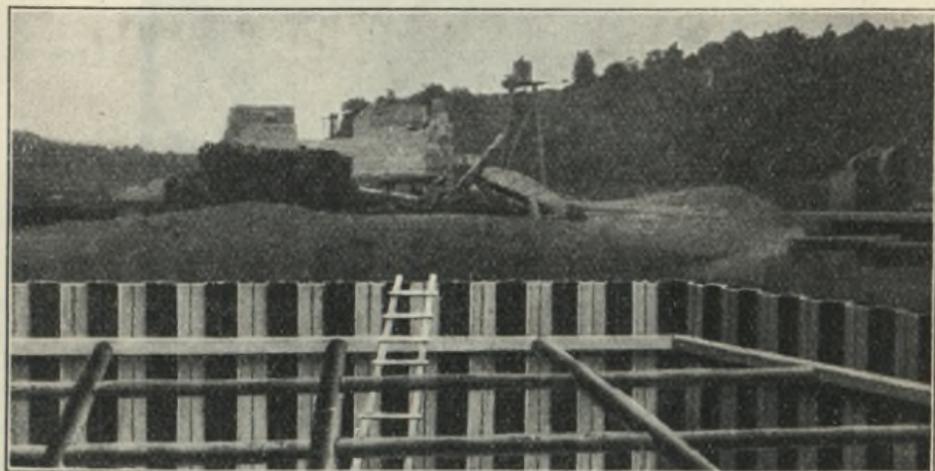


Abb. 43. Eisenspundwand Lamp für einen Brückenpfeiler an der Werra.

Das Einpassen der Schlußwand erreicht man dadurch, daß man ihr in der Grundrißlinie eine mehr oder weniger starke Wölbung gibt; auf diese Weise fand unter anderem das Zupassen der Einfassung einer Wehrbaugrube in der Ruhr statt, die aus 7,7 und 8,8 m langen Larssenbohlen Profil II hergestellt wurde; das 15 m lange Schlußstück der Wand wurde mit Hilfe von Winden in eine Wellenlinie gedrückt. Die 5000 m² umfassende Grundfläche dieser Baugrube wurde mit 2000 m² Larssenwand eingefast; obwohl die Grubensohle 4 m unter NW lag, genügte zur Trockenhaltung eine Pumpe von 10 cm Ø, die täglich insgesamt nur 8 Stunden lief.

In Frostzeiten, in denen ein starker Unterschied zwischen Tag- und Nachtwärme herrscht, sind die Bohlen gründlich aufzutauen, bevor sie unter die Ramme genommen werden, da sonst leicht beim Schlag ein wagerechtes Aufspringen der Bohlen erfolgt.

Die Schloßführung läßt trotz ihrer Stärke doch eine gegenseitige Drehung der Bohlen so leicht zu, daß beim Auftreffen auf ein nicht durchschlagbares Hindernis ein Ausweichen der Wand ohne ein Aufreißen der Schlösser erfolgt.

Bei langgestreckten Flußbaugruben soll sich die O.K. der einfassenden Spundwand der Hochwasserstaukurve des beengten Wasserlaufs anpassen; bei wagerechter Linienführung der Wand-O.K. liegt, wie die Erfahrung lehrt, die Gefahr vor, daß nach Überfluten der bergseitigen Stirnwand die talseitige Stirnwand wehrartig wirkt und dem vom Baugrubeninnern her wirkenden Staudruck nachgibt, wenn entsprechende Verankerungen fehlen.

Das Wiedergewinnen der Bohlen erfolgt am besten mit Hilfe besonderer Bohlenzieher, die das Ziehen durch starke Schlagerschütterung unterstützen; ohne diese Erschütterung sind sehr starke Zugkräfte (oft mehr als 40 t) zum Ziehen nötig.

Der Demag-Pfahlzieher arbeitet als aufwärts wirkender, durch Preßluft oder Dampf angetriebener Hammer. Die Kolbenstange, deren unteres Ende greifzangenartig die zu ziehende Bohle packt, hängt mit ihrem Oberende am Flaschenzug des Ziehgerüsts; die Zugvorrichtung wird straff gespannt gehalten; der Kolben ist von dem als Hammer wirkenden Zylinder umschlossen; durch den in die obere Kammer eintretenden Dampf wird ein kräftiger Hub des Hammers und ein Schlag des Zylinderbodens gegen die Kolbensohle verursacht; kurz vor dem Schlag sind die Auspufflöcher des Zylinders vom Kolben freigegeben und lassen den Dampf aus der Hubkammer heraus, während gleich-

zeitig die Dampfzufuhr abgesperrt ist; auf den Schlag folgt das Niedersinken, das durch Auffüllen der Hubkammer mit Dampf gefedert ist. Minutlich erfolgen 170—180 Schläge. Die Greifzange wird mit einem 50 mm starken Bolzen an die zu ziehende Bohle angeschlossen. Der Schlaghub ist beliebig einstellbar. — Der Betriebsüberdruck beträgt 5 bis 7 at. Preßluft ist besser als Dampf, da Niederschlagswasser und Frostschäden im Winter entfallen. Das Gerüst muß 15—20 t Seilzug aushalten.

Ein Vergleich zwischen Holz- und Eisenwänden läßt sich aus folgenden, von Zimmermann im Zentralblatt der Bauverw. 1913 veröffentlichten Zahlen entnehmen, die die Rammergebnisse einiger von der Bauverwaltung im Eigenbetrieb ausgeführter Rammarbeiten darstellen:

	Ungünstiger Rammgrund		Guter Rammgrund	
	Bau Bodde, Winter 1910/11 Holzwände 20 cm stark	Bevergern 1912 4100 m ³ Larssen Pr. I 2790 m ³ Larssen Pr. II	Hesselte, Sommer 1911 Holzwände 18 cm stark	Venhaus 1912 Larssen Pr. I
Gesamtleistung . . .	4200 m ³	6890 m ³	2423 m ³	4280 m ³
Rammtage	238	203	46	58
Leistung je Tag und Ramme	18 m ³	40 m ³	52,7 m ³	73,8 m ³
Rammkosten {	Löhne	15 760 M.	16 790 M.	11 000 M.
	Instandhalten d. Ramme	2 450 M.	3 030 M.	1 640 M.
	Kohlen, Öl usw. zus. insges.	2 890 M.	2 480 M.	560 M.
	je m ³	21 100 M.	22 300 M.	13 200 M.
Spundwand (Material)	67 000 M.	141 150 M.	38 600 M.	72 600 M.
je m ³	15,65 M.	20,53 M.	15,93 M.	16,96 M.
Gesamtkosten je m ³ .	20,58 M.	23,77 M.	21,38 M.	20,44 M.
Gesamtkosten einschl. Vorhalten d. Ramme (20 M./Tag)	21,70 M.	24,40 M.	21,80 M.	20,75 M.

Die Löhne sind einschließlich Transport, Aufbau und Abbau der Ramme gerechnet.

Als Rammen wurden durchweg Menck- und Hambrockrammen verwandt, und zwar eine Patentramme mit Bär von 1,2 t, eine Lacourramme mit Bär von 1,2 t, zwei Teleskoprammen von 1,1 bzw. 0,9 t Bärgewicht. Am besten wirkten die schweren Bären mit geringer Fallhöhe (50 bis 70 cm) und schneller Schlagfolge. Die Rammtiefe betrug: bei Venhaus und Bodde 8,6 m, bei Bevergern 9,6 m, bei Hesselte 6,5 m.

Eiserne Spundwände eignen sich nun nicht nur für behelfsmäßige Baugrubeneinfassungen, sondern auch für Dauerbauten. Der Einwand, ihre Lebensdauer sei zu gering, kann als widerlegt angesehen werden, seit man in Bremen an einer Eisenspundwand, die 30 Jahre eingebaut gewesen war, in genauer Untersuchung feststellte, daß nur ein geringes Anrosten stattgefunden hatte; man schätzt die Lebensdauer einer Eisenspundwand unter Regelverhältnissen auf 80—100 Jahre. Vorbedingung für lange Lebensdauer ist die gute Rostschutzunterhaltung der frei stehenden Teile und ein guter Asphaltanstrich der mit dem Erdreich in Berührung kommenden, also später nicht mehr zugänglichen Flächen.

Bei Dauerbauten wird in den allermeisten Fällen eine rückwärtige Verankerung des oberen Teiles nötig; den Ankerklotz wird man außerhalb der durch den Mauerfuß gedachten natürlichen Böschung anordnen. Der Abstand der Zuganker ist nicht zu groß zu wählen, damit Ausbuchtungen des Holmes und der Wand vermieden werden; der Ankerklotz kann als durchgehende Platte angeordnet werden, doch kann letztere bei weiterem Ankerabstand auch in Einzelplatten aufgelöst oder durch Pfahlböcke ersetzt werden. Beispielsweise besteht die Verankerung einer Hafenuferspundwand des Mülheimer Schiffahrtsweges aus einem durchlaufenden Eisenbetonklotz von 1,30 m Höhe, der in 11,5 m Entfernung von der Spundwand

liegt; die mit Spannschlössern versehenen Zuganker von 65 mm \varnothing sind im Abstand von 2,80 m voneinander angeordnet.

Liegt die Verankerung derart im aufgefüllten Boden, daß sie von einer Setzung in Mitleidenschaft gezogen wird, so sind Maßnahmen gegen ihr Durchbiegen zu treffen; liegen die Zugeisen nicht allzu hoch über dem gewachsenen Boden, so kann ein schmales Mäuerchen oder eine Anzahl Pfeilerchen zur Unterstützung untergesetzt werden. Bei hoher Lage können einzelne Pfähle untergesetzt werden; fehlt eine solche Unterstützung, so kann das Setzen des Bodens das Zugeisen zu einem so starken Durchbiegen zwingen, daß ein Bruch eintritt. Da dieser Bruch bei fester Einspannung am Spundwandholm unmittelbar neben diesem zu erfolgen pflegt und eine Folge der aus Zug, Scherspannung und Biegung zusammengesetzten Beanspruchung ist, ist vorgeschlagen worden, bei einem Doppelholm das Loch des inneren Holmeisens so groß zu bohren, daß das Eisen sich frei in ihm bewegen kann.

Für das Anbringen von Steigleitern ist die Wellenform der Eisenwände besonders gut geeignet. Halteringe sind für sich rückwärts so zu verankern, daß die Zugkraft des Ringes nicht auf die Bohlwand, sondern nur auf die Verankerung wirkt.

Auch Eisenbeton wird gern als Baustoff für Spundwände verwendet; da aber Eisenbetonbohlen ein sehr hohes Gewicht besitzen und beim Befördern äußerst empfindlich sind, werden sie Vorteile bei der behelfsmäßigen Baugrubeneinfassung nicht bieten, dagegen wird man sie bei Bohlwerken gern verwenden; sie sind hier den Holzbohlen überlegen, da diese ja über der Wasserlinie faulen, und bei kurzer bis mittlerer Bohlenlänge auch den Eisenbohlen, da sie eine größere Masse als letztere besitzen und dadurch gewisse Vorteile bieten.

Nachteilig ist die Empfindlichkeit beim Auftreffen auf Hindernisse, die nicht in der leichten Art der scharfen Eisenbohlen durchschlagen werden, sondern die Bohle zum Ausweichen zwingen; hierdurch wird auch die sichere Schloßführung unmöglich gemacht, so daß man sich bei Eisenbetonbohlen auf die lose Feder- und Nutführung beschränkt. Nachteilig ist ferner die geringe Biegezugfestigkeit, die bei den hohen Beanspruchungen beim Befördern, Rammen und

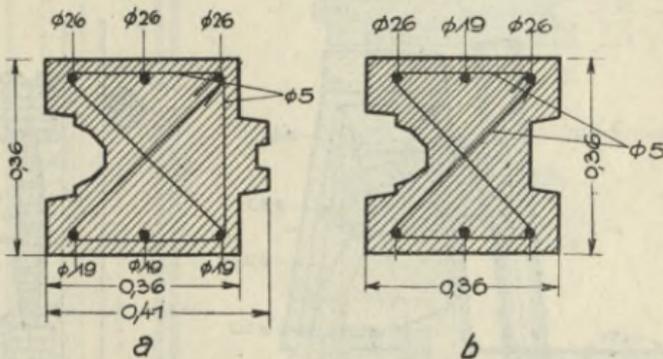


Abb. 44. Spundwand für die Ufermauer der Seeflugstation Borkum.

a Unterer Querschnitt mit Nut und Feder; *b* oberer Querschnitt mit doppel-seitiger Nut.

im gerammten Zustand bei langen Bohlen leicht zur Reißbildung führt.

Bei schwerem, harten, hindernisreichen Boden wird man sie daher nur in kürzeren Längen verwenden (etwa bis zu 3,5—5 m), bei leichtem Boden, besonders dort, wo man das Rammen durch Spülen wesentlich erleichtert, bis zu etwa 10 m. Der Bär soll schwerer sein als Eisenbetonpfahl- oder Bohle (bis zum $1\frac{1}{2}$ fachen von deren Gewicht).

Da man von vornherein auf wirksame Schloßführung verzichten muß und bei engem Zusammenpassen von Feder und Nut ein Abbröckeln oder Abbrechen der Feder zu erwarten hätte, so gibt man der Führung gern eine gerundete Form.

Die Rammführung ist nur im unteren Teil nötig. Grün und Bilfinger bildeten daher für verschiedene Seebauten die Bohlen so aus, daß sie nur im Fußende Feder und Nut besitzen, auf der Hauptlänge aber beiderseitige Nut. Christiani und Nielsen verwandten für den Fischereihafen in Cuxhaven Bohlen von 12 m Länge bei 50 cm Breite und 28 cm Stärke, die nur beiderseitige Nuten hatten; der von den Doppelnuten gebildete Hohlraum wurde mit Hilfe von

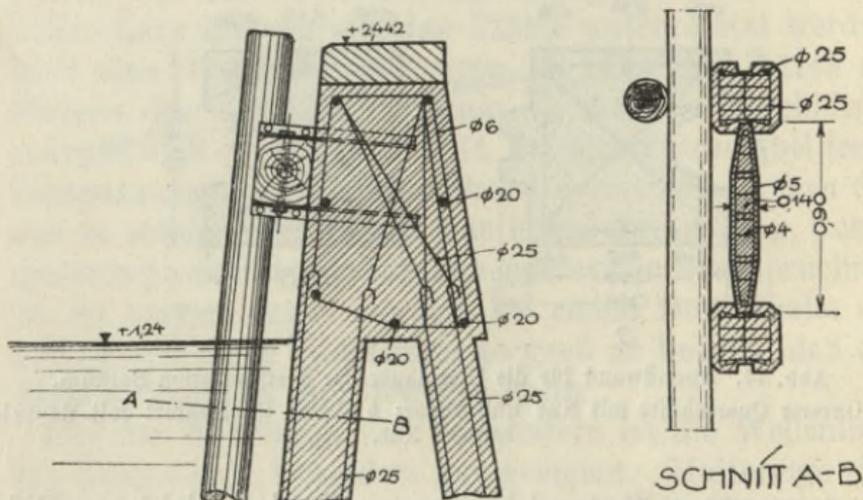


Abb. 45. Querschnitt und wagerechter Schnitt der Eisenbetonkaimauer in Husum.

Juteschläuchen mit Beton gefüllt. Pfähle und Bohlen hatten seitlich kleine Aussparungen zum Ansetzen von Greifzangen.

Die Bohlen des Stuyvesantdocks (New Orleans) besaßen bei 7,60 m Länge, 90 cm Breite und 25 cm Stärke in der Mitte ein Spülrohr von 102 mm \varnothing , das am Fuß in einer Düse von 50 mm \varnothing endete und in verschiedenen Höhen 6 Öffnungen von 25 mm \varnothing zur Breitseite hin und 3 zu den Nuten besaß.

Den Wasserdruck beim Einspülen sowohl von Holz- wie

Eisen- und Eisenbetonbohlen pflegt man mit 1 bis 2 at. zu bemessen, doch geht man ausnahmsweise bis auf 12 at. hinauf.

Die Breite der Bohle wird man möglichst groß bemessen, um möglichst wenig Stoßstellen zu haben, doch ist die Größtbreite durch das zulässige Gewicht der Einzelbohle

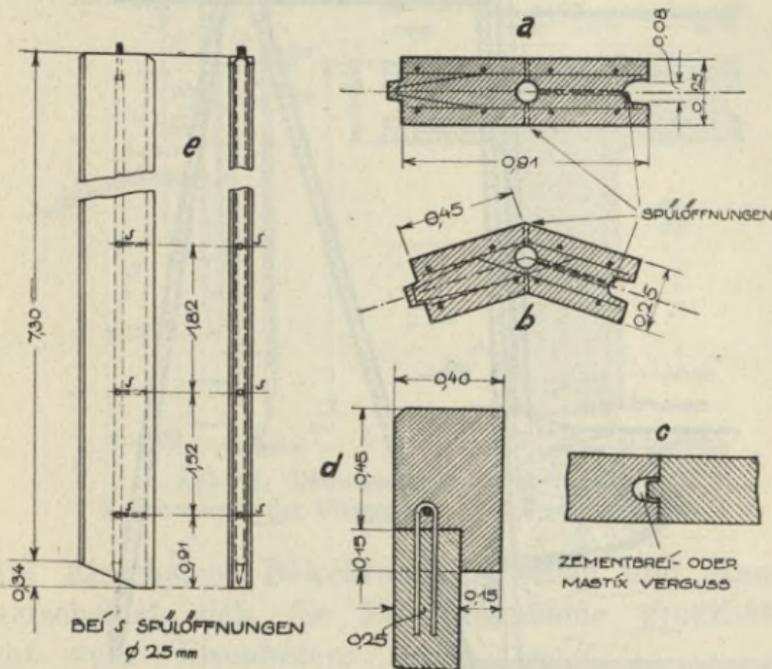


Abb. 46. Einzelheiten der Spundwandausführung für das Stuyvesantdock in Newyork.

gegeben, das man möglichst nicht höher als mit 2—3 t ansetzen wird; bei langen starken Bohlen wird man sich also dem viereckigen Pfahlquerschnitt nähern. In bestimmten Abständen (etwa 3—6 m) wird man auch in der Eisenbetonbohlwand stärkere Bundpfähle anordnen.

Um an Gewicht zu sparen, gab Möbus der Bohle eine Rippenbohlenform, bei der zwischen den starken Rippen ein vertiefter Spiegel liegt; es ist aber hierbei

die Gewichtsersparnis mit einem erheblichen Mehraufwand für Schalung erkauft (D. R. P. 192590, 1908).

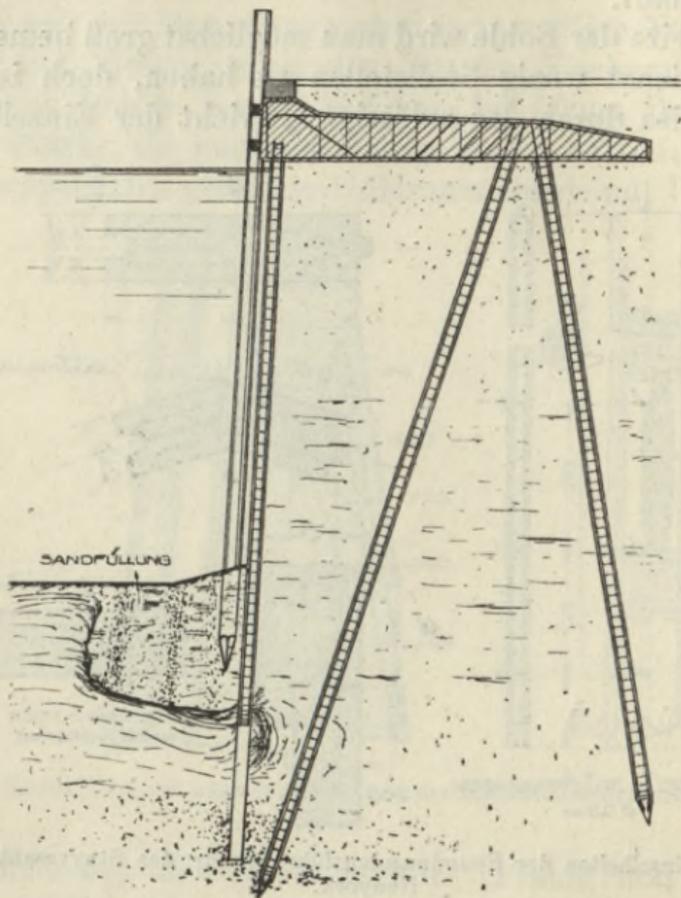


Abb. 47. Spundwand für die Kaimauer im Fischereihafen Cuxhaven.

Der weiche Untergrund ist durch Sandfüllung verdichtet.

Lolat hat das Vorrammen von bohlenartigen Stahlformen vorgeschlagen, die nach dem Rammen und nach Einhängen eines Eisengerippes streckenweise mit Beton ausgefüllt und gezogen werden (D. R. P. 186683, 1908); es ist dies die Übertragung des Straußpfahlgrundsatzes auf die Bohle.

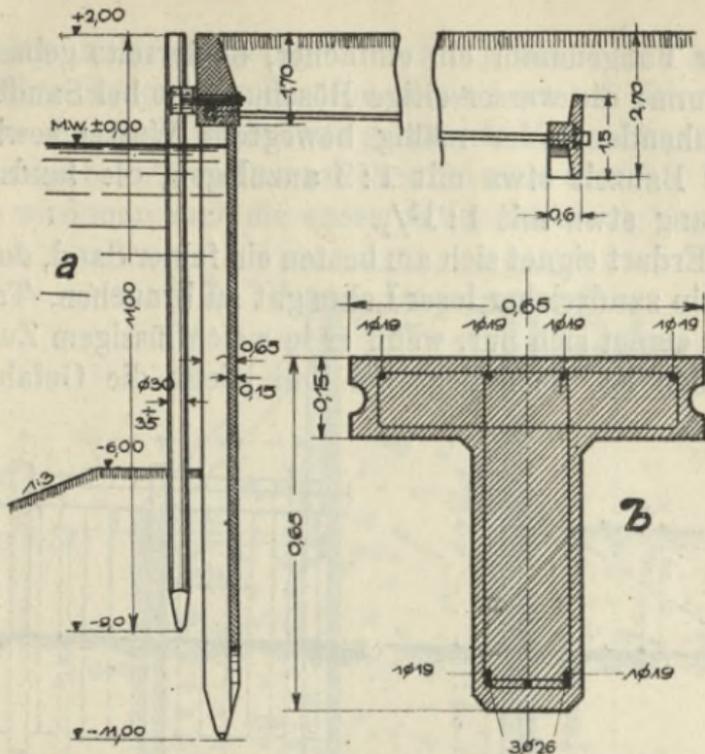


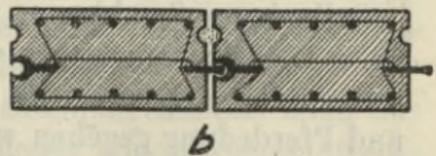
Abb. 48. Ufermauer der Werft Danzig.
 a Querschnitt der Ufermauer; b Bohlenquerschnitt.

Im Einschalen, Bewehren, Herstellen und Rammen unterscheidet sich die Eisenbetonbohle grundsätzlich nicht vom Eisenbetonpfahl; beim Herstellen, Stapeln und Anfordern sollen Eisenbetonbohlen hochkant liegend angeordnet sein.

d) Fangedämme. Das wirksamste Mittel zur wasserdichten Einschließung von Baugruben in offenem Wasser ist der Fangedamm. In seiner einfachsten Form



Eisenbetonspundbohlen d. Firma Drenckhahn & Sudkop mit eiserner Nut u. Feder.



Eisenbetonspundbohle mit eiserner Nut und Feder sowie Spülut.

Abb. 49.

ist der Fangedamm ein einfacher, beiderseits geböschter Erddamm; die wasserseitige Böschung ist bei Sandboden und ruhendem oder mäßig bewegtem Wasser sowie bei kurzer Bauzeit etwa mit 1:2 anzulegen, die landseitige Böschung etwa mit 1:1 $\frac{1}{2}$.

Als Erdart eignet sich am besten ein feiner Sand, doch ist auch ein sandreicher loser Lehm gut zu brauchen. Toniger Boden eignet sich nur, wenn er in weichflüssigem Zustand erhältlich ist, doch liegt bei ihm leicht die Gefahr der

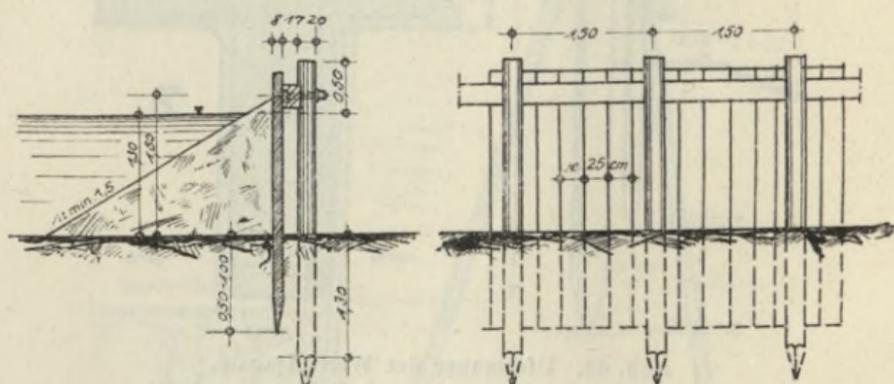


Abb. 50. Einfacher Fangedamm.

Schollenbildung und der Bildung von Hohlräumen zwischen den Schollen vor; derartige Hohlräume ergeben bei Tonboden Quellen, während sich einzelne Nester im Sandboden durch Zuspülen schließen. Keinesfalls dürfen dem Wasser Wege von der Wasserseite zur Luftseite dadurch vorgezeichnet werden, daß etwa Kabel oder Leitungen unter der Wasserlinie durch den Damm durchgelegt werden.

Soll einem Sanddamm von vornherein eine möglichst hohe Dichtigkeit gegeben werden, so kann ihm ein Kern aus sandigem Lehm oder aus einem Gemenge von Sand und Pferdedung gegeben werden.

Bei wachsender Dammhöhe wird sowohl die benötigte Erdmasse wie die benötigte Grundfläche derart groß, daß

man die baugrubenseitige Böschung durch eine hölzerne lotrechte Stülp- oder gar Spundwand ersetzt. Die Grenze, bis zu der man beiderseits geböschte Fangedämme baut, liegt etwa bei $1\frac{1}{2}$ m Dammhöhe; bei mehr als 2,5 m Dammhöhe wird man auch die wasserseitige Böschung durch eine

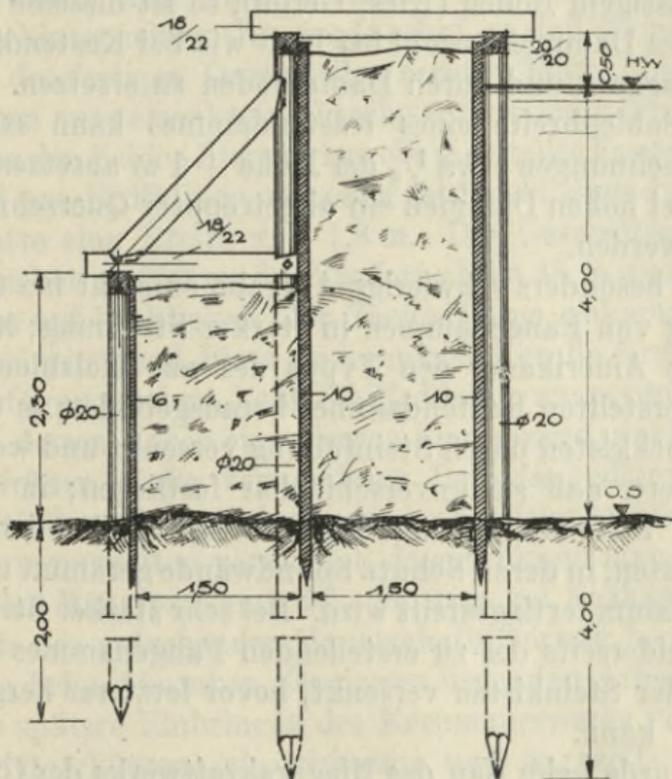


Abb. 51. Abgetrepter Fangedamm.

lotrechte Holzwand ersetzen; man erhält so den Kastenfangedamm, dessen Wände bei mehr als 3 m Höhe als Spundwände ausgebildet werden sollten.

Die Holzverkleidung des Kastenfangedamms kann aus wagerechten zu Tafeln verbundenen und zwischen lotrechten Pfählen herabgelassenen Bohlen bestehen oder aus lotrechten Spundbohlen, denen der Halt durch Holme ge-

geben wird; die einander gegenüberliegenden Pfähle oder Holme eines so hergestellten Dammes werden durch Zangen oder Zuganker miteinander verankert, doch sind diese im untersten Damnteil möglichst zu vermeiden.

Besteht die oberste Schicht der Gewässersohle aus stark durchlässigem Boden (Kies, Geröll), so ist dieselbe im Bereich des Dammes sowohl bei Erd- wie bei Kastendämmen auszubaggern und durch Dammboden zu ersetzen.

Als Sohlenbreite eines Kastendammes kann man für Vorberechnungen etwa $\frac{1}{2}$ der Höhe $+ 1$ m ansetzen; doch kann bei hohen Dämmen ein abgetreppter Querschnitt gewählt werden.

Eine besonders schwierige Aufgabe entsteht bei der Erstellung von Fangedämmen in starker Strömung; hier haben die Amerikaner den Typus des aus Holzblocksteinkisten erstellten Kastendammes herausgebildet; es werden Holzblockkisten durch Steinfüllung versenkt und weiter so beschwert, daß sie unverschiebbar festliegen; in mittelstarker Strömung genügt eine einzige Reihe derartiger Steinkisten, in deren Schutz Spundwände gerammt und der Fangedamm fertiggestellt wird. Bei sehr starker Strömung wird beiderseits des zu erstellenden Fangedammes je eine Reihe der Steinkisten versenkt, bevor letzterer hergestellt werden kann.

So wurde beim Bau des Niagarakraftwerks der Ontario-Elektr. Gesellschaft oberhalb der Fälle eine Fläche von 5 ha durch derartige in reißendster Strömung erstellte Fangedämme eingefaßt und dann freigelegt. Die Wassertiefe, die wegen dieser Strömung (durchschnittlich 5,2 m/Sek.) nicht vorher gemessen werden konnte, war auf 2,5 m geschätzt worden, doch zeigte sich während der Ausführung, daß sie stellenweise mehr als 8 m betrug; daher mußte auch die Breite der Steinkästen verschieden groß bemessen werden. Die erste Strecke, die im Schutz eines bestehenden Dammes

ausgeführt wurde, bot keine Schwierigkeit, dagegen wurde die folgende Strecke von der vollen Wucht der Strömung getroffen; hier wurde ein aus starken Balken gebauter Stromabweiser verwandt, der auslegerartig vor die letzte fertig beschwerte Steinblockkiste vorgelegt und hier verankert wurde und einen Streifen einigermaßen ruhigen Wassers hinter seinem Kragende schuf, so daß die neue, im Schutz des fertigen Damnteiles herangefloßte Blockkiste vom Kran aus versenkt und beschwert werden konnte. Der zwischen den beiden Steinkistenreihen erstellte Fangedamm bestand aus Erdfüllung zwischen seitlichen Spundwänden und hatte eine Breite von 1,8 m. Die Gesamtlänge des Dammes betrug 650 m; der Baufortschritt 45 m monatlich.

Wo es auf Dichtigkeit der Fangedämme ankommt und wo dabei genügend Platz und genügend große Erdmassen zur Verfügung stehen, kann ein Erddamm angeordnet werden, in dessen Achse eine eiserne Spundwand steht.

Die früher häufig verwendeten Betonfangedämme, die nach Erfüllung ihrer Aufgabe wieder beseitigt werden, werden heute nur selten verwendet, dagegen kann man die Beton- oder Mauerwerksmäntel, die man bei Senkkammern als Teile des aufgehenden Mauerwerks vorweg hochführt, und die beim Absenken den innen liegenden Arbeitsraum für das spätere Einbringen des Kernmauerwerks vor Wasserzutritt schützen, als wirksame und wertvolle Fangedämme ansehen.

Ein im Grundriß kreisbogenförmiger Betonfangedamm hat sich beim Bau eines Trockendocks in Stockholm gut bewährt; trotz einer Wassertiefe von 9,5 m kam man mit einer Querschnittsstärke von 70 cm aus, da der Wasserdruck von den Ringspannungen aufgenommen wurde. Die Dichtigkeit war eine vollkommene, da nach tropfenweisem Durchsickern an vereinzelt Stellen bald ein selbsttätiges Verstopfen dieser Sickerstellen erfolgte.

Ein Senkkastenfangedamm mit Sandfüllung wurde beim Bau der Untergrundbahn Spreekreuzung in Berlin (Waisenbrücke) verwendet. Hier war von beiden Ufern her der Tunnel zur Mitte hin fertiggestellt, und zwar mit Hilfe von Fangedämmen und Grundwassertiefsenkung; zur Herstellung des fehlenden Mittelstücks wurde ein Fangedamm rings um die Baugrube herumgeführt und auch hier eine Grundwassertiefsenkung in Betrieb gesetzt. Der Teil des Fangedammes, der das nördliche fertige Tunnelstück überquerte, konnte in trockener Baugrube auf die Tunneldecke aufgesetzt werden; die Überquerung des südlichen Tunnelstückes mußte im Wasser aufgebracht werden, hierzu wurde das Profil der Tunneldecke durch Taucher genau ausgemessen und dann aufgetragen und ein gut passender Kasten gezimmert und durch Versenken auf die Tunneldecke aufgebracht. Der Kasten bestand aus lotrechten Spundbohlen, die durch je drei längs laufende \square -Eisen N. P. 30 gehalten wurden; die Querabsteifung erfolgte durch Rundholzsteifen. Der Kasten wurde von zwei Prähmen aus versenkt und mit Sand gefüllt, die untere Fugendichtung erfolgte durch Kalfatern mit Werg sowie durch Vorlegen einer Tonwulst, die durch Beschweren mit Sandsäcken gesichert wurde. Das Absteifen des Dammes gegen den bei leerer Baugrube auftretenden Wasserdruck von rund 56 t erfolgte staffelweise mit fortschreitendem Leerpumpen.

e) Gefrierverfahren. Das Gefrierverfahren, das 1883 von Poetsch zum erstenmal angewandt wurde, ermöglicht das Abteufen von Schächten durch wasserführenden Boden dadurch, daß das zu durchfahrende Erdreich zum Gefrieren gebracht wird; der Durchmesser und die Tiefe des Frostzylinders sind so zu bemessen, daß nach Herausnahme des Erdkerns für Schachtraum und Auskleidung eine genügend starke Frostmauer und Frostsohle verbleibt, um den Gebirgs- und Wasserdruck aufzunehmen.

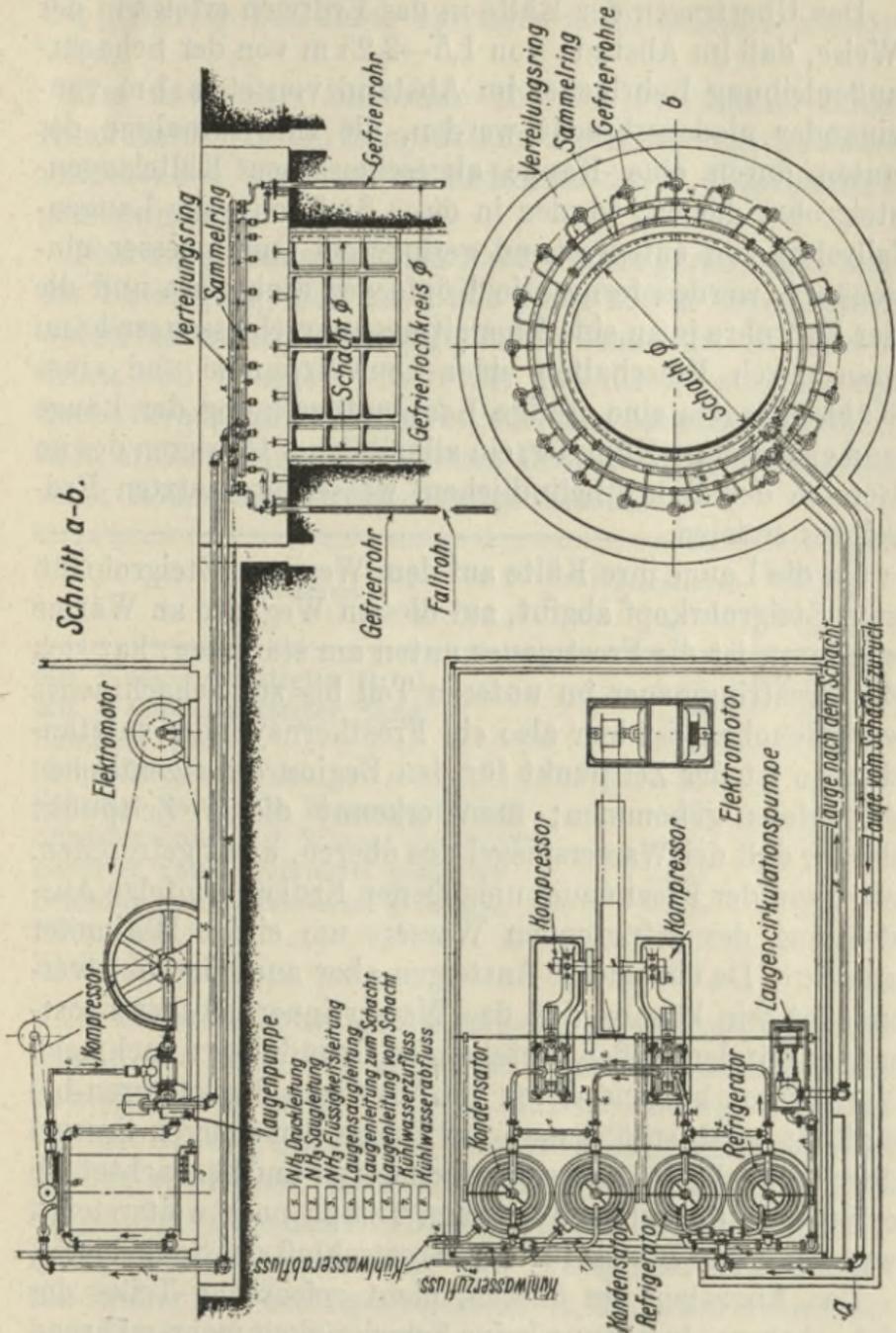


Abb. 52. Grundriß und Aufriß an der Gefrierschachanlage der Tiefbau- und Kälteindustrie A. G.

Das Übertragen der Kälte in das Erdreich erfolgt in der Weise, daß im Abstand von 1,5—2,25 m von der Schachtaußenleibung Bohrlöcher im Abstand von etwa 1 m voneinander niedergebracht werden, die zur Aufnahme der unten durch eine Kappe abgeschlossenen Kältelaugensteigrohre dienen; werden in diese Steigrohre die Laugenfallrohre von entsprechend geringerem Durchmesser eingehängt, werden ferner die Köpfe der Steigrohre und die der Fallrohre je an eine Ringleitung angeschlossen, so kann man durch Einschalten einer Umwälzpumpe und eines Kühlapparates eine stetige Kreislaufbewegung der Lauge und eine stetige Kühlung, ein allmähliches Gefrieren des im Bereich der Rohre befindlichen, wasserdurchsetzten Erdreiches erzielen.

Da die Lauge ihre Kälte auf dem Weg vom Steigrohrfuß zum Steigrohrkopf abgibt, auf diesem Weg also an Wärme zunimmt, ist die Frostmauer unten am stärksten; hat sich die Frostringmauer im unteren Teil bis zur Schachtachse vorgeschoben, ist hier also ein Frostkernzylinder entstanden, so ist der Zeitpunkt für den Beginn des eigentlichen Abteufens gekommen; man erkennt diesen Zeitpunkt daran, daß der Wasserspiegel des oberen, nicht gefrorenen, aber von der Frostmauer umgebenen Erdkerns infolge Ausdehnung des gefrierenden Wassers um einige Millimeter ansteigt. Da ein solches Ansteigen aber auch dadurch verursacht sein könnte, daß das Wasser innerhalb der Frostmauer mit dem außen anstehenden Grundwasser doch noch Verbindung hat und durch ein Ansteigen des letzteren beeinflusst wird, erhöht man zur Probe den inneren Spiegel durch schnelle Wasserzufuhr noch weiter und beobachtet, ob er im ursprünglichen langsamen Tempo noch weitersteigt, was dann den Beweis für den Frostschluß der Sohle bietet.

Das Abgraben des oberen, nicht gefrorenen Teiles des Schachtkerns bietet nun keine Schwierigkeit mehr, während

der gefrorene Teil durch Sprengen und Nachspitzen gelöst wird.

Der unversehrt bleibende Teil der Frostmauer bildet einen starren, festen Fangedamm, der den Druck des außen anstehenden Wassers und Erdreichs durch Ringspannungen aufnimmt.

Daß die aufzunehmenden Kräfte nicht gering sind, zeigt die Überlegung, daß am Fuße eines 400 m tiefen, durch wasserführenden Boden abgeteuften Schachtes ein Wasserdruck von 40 kg/cm^2 herrscht; daß die Frostmauer den durch derartige Kräfte hervorgerufenen Spannungen standhält, erklärt sich aus der hohen Druckfestigkeit, die gefrorener Boden besitzt. Es beträgt dieselbe:

Bodenart	Temperatur °C	Druckfestigkeit kg/cm ²
Mit Wasser gesättigter Sand	—15	138
Mit Wasser gesättigter Sand	—25	200
Sandiger Ton	—15	90
Ziemlich reiner Ton	—15	72
Scharfer Sand mit Wasser gesättigt . .	—10	87
Scharfer Sand mit Wasser gesättigt . .	—20	141
Scharfer Sand dreiviertel gesättigt . .	—10	77
Scharfer Sand dreiviertel gesättigt . .	—20	136
Klaiboden	—10	24
Klaiboden	—20	50

Ist die beabsichtigte Tiefe erreicht, so wird mit dem Ausbau in der Regel von unten her begonnen, doch kann es ausnahmsweise nötig werden, einzelne, durch besonders starken Druck gefährdete Schachtteile sogleich durch Auskleiden zu sichern. Zum Auskleiden werden eiserne Tübbings oder solche aus Eisenbeton verwendet; der Zwischenraum zwischen Verkleidung und Frostmauer wird mit Beton sauber und kräftig ausgestampft, und zwar verwendet man jetzt gern eine ziemlich trockene Mischung ohne die

früher zum Abbinden bei Frost für nötig gehaltenen Salzzusatzmittel. Ist der Ausbau vollendet, so wird auch der Gefrierbetrieb eingestellt; das Auftauen der Frostmauer kann man nicht der Natur überlassen, da (besonders bei fließendem Grundwasser) die Gefahr ungleichmäßigen Auftauens, also ungleichmäßigen und bedenklichen Kräfteangriffs entstehen könnte; auch ist ein Beschleunigen des Auftauens im Interesse des Hinterfüllbetons wünschenswert; man leitet daher Wasser von allmählich steigendem Wärmegrad durch die Rohrleitung, um ein beschleunigtes, gleichmäßiges Auftauen zu erzielen.

Sodann wird die Gefrieranlage abgebaut, wobei man jedoch gern die Steigrohre im Boden beläßt, um jede unnötige Bodenbewegung zu vermeiden, und weil diese Rohre noch eine gewisse Panzerung des Schachtes bedeuten.

Das in seiner Einfachheit und Wirksamkeit kaum zu übertreffende Verfahren zeigt bei größeren Tiefen (etwa Tiefen von mehr als 200 m) gewisse Empfindlichkeiten, die jedoch durch entsprechende Gegenmaßregeln aufgehoben werden; sind beispielsweise die Gefrierbohrlöcher auf 200 bis 400 m oder noch größere Tiefe niederzubringen, so genügt schon ein ganz geringfügiges Abweichen vom Lot (wie es tatsächlich unvermeidlich ist), um im Schachtfußgrundriß so störende Abweichung von der richtigen Rohrlage zu ergeben, daß ein volles Zufrieren hier nicht mehr gewährleistet ist. Hier ist vor allem die Feststellung nötig, nach welcher Richtung hin und um welches Maß das Abweichen stattfand; diese Feststellung wird durch das Patentlot ermöglicht, das in einer kardanischen Aufhängung arbeitet und beim Herablassen durch das Bohrrohr die Abweichungen in zwei wagerechten, aufeinander winkelrechten Richtungen aufzeichnet. Ist dann ein zu starkes Abweichen festgestellt, so ist eine Zusatzbohrung zum Schließen der Lücke des Gefrierrohrkreises vorzunehmen.

Eine zweite Gefahr liegt vor, wenn das Grundwasser salzhaltig ist; denn bestimmte Salzsohlen besitzen einen äußerst niedrigen Gefrierpunkt. Hier ist im Gegensatz zu dem gewöhnlichen Gefrierverfahren, das mit einem Wärmegrad des Kälteträgers von etwa -15° bis -30° C arbeitet, das Tiefkälteverfahren anzuwenden, das ein Erniedrigen des Kälteträgerwärmegrades auf -45° bis -50° erlaubt, da die hier verwendete 30—40% ige Chlorkalziumlauge mit Alkoholbeimengung noch bei -50° C genügend flüssig ist; die Tiefkälte bietet gleichzeitig den Vorteil einer Festigkeitserhöhung der Frostmauer, die besonders dann wichtig ist, wenn tonige Schichten durchfahren werden, die bei ihrer Zähflüssigkeit sehr hohen Seitendruck ausüben. Auch beschleunigt die Tiefkälte den Gefriervorgang.

Wichtig ist das Verhindern jeder Undichtigkeit der Steigrohre, da die entweichende Lauge dem Grundwasser einen tieferen Gefrierpunkt übermitteln würde und somit die Gefrierwirkung beeinträchtigen oder aufheben würde.

Ein solches Undichtwerden würde beim Einlassen der Kältelauge in die langen Rohre leicht durch die Kälteverkürzung derselben erfolgen, wenn nicht elastisch dehbare (patentierte) Rohrverbindungen eingeschaltet würden.

Bei 200 m findet zwischen absteigendem und aufsteigendem Kältelaugenstrom kein allzu starker Wärmeaustausch statt; dagegen kommt bei größeren Tiefen dieser Austausch dadurch zum Ausdruck, daß die Sohle bei ihrem Austritt aus dem Fallrohrfuß nicht mehr die genügende Kälte besitzt. In den Arbeiten von Heise und Drehkopf wird daher empfohlen, statt des üblichen Verhältnisses von 0,15 : 1 zwischen Fallrohr- und Steigrohrdurchmesser ein Verhältnis von etwa 1 : 1 zu wählen oder das Steigrohr zu isolieren.

Für den Tiefschachtbau bis etwa 600 m Tiefe stellt das Gefrierverfahren ein Hilfsmittel von größtem Wert dar,

das bei richtiger Verwendung auch den schwierigsten Verhältnissen gewachsen sein dürfte. Die Kosten für geringere und mittlere Tiefen werden mit 3000—5000 M. je Steigmeter Schacht nach Vorkriegspreisen angegeben, für den Tiefschachtbau mit 11000—13000 M. Ein großer Vorzug besteht darin, daß keinerlei Störung der Grundwasserverhältnisse stattfindet, also kein Trockenlegen irgendwelcher Wasserversorgungsbrunnen, wie es bei einer Tiefwasserhaltung drohen würde.

Um einen Anhalt für den Kraftbedarf zu geben, sei erwähnt, daß für einen Gefriermaschinensatz von 1—1,5 Millionen neg. W.E. je Stunde etwa 400—500 PS und 1000 bis 1400 m² Kühlfläche der Kondensatoren erforderlich sind, ferner 300—350 m³ Lauge.

Da es gerade unter schwierigen Verhältnissen als ein sehr wirtschaftliches Verfahren anzusehen ist, so lag der Gedanke nahe, auch im allgemeinen Baubetrieb von ihm Gebrauch zu machen. Tatsächlich wurde es auch u. a. bei dem sehr schwierigen Bau eines Tiefkellers für das Kaufhaus Rudolf Hertzog in Berlin angewendet; man geht aber wohl nicht fehl, wenn man das Gefrieren im allgemeinen Baubetrieb nur in besonderen Ausnahmefällen zuläßt, zumal das Gefrieren einer Baugrubensohle von größerem Flächenmaß schwierig und wegen der Raumausdehnung gefrierenden Bodens nachteilig oder unzulässig ist. Ist die wasserführende Schicht von Fels unterlagert, der den Grundbau aufnehmen soll, so kann das Verfahren zum Herstellen eines Frostfangedammes vorteilhaft sein.

Auch im Tunnelbau hat man das Verfahren angewandt, um im Schwemmsand die Nachteile des Schildvortriebs zu vermeiden, und zwar bei dem Seinetunnel in Paris zwischen dem Schacht St. Michel und dem letzten in etwa 60 m Entfernung versenkten Caisson; der Versuch, vom Schacht aus wagerechte Bohrröhre zur Aufnahme der Kältelaugen vor-

zutreiben, mißlang, da infolge des Kiesgehaltes des Bodens der Bohrdiamantenverbrauch abschreckend hoch war. Man mußte daher den Hauptteil der Strecke mit bergmännischer Zimmerung ausführen, und nur das allerletzte Stück von 14,5 m Länge wurde im Gefrierverfahren ausgebaut. Mit Hilfe von 60 lotrechten Gefrierrohren, in denen eine Chlorkalziumlauge von -24° kreiste, wurden in 40 Tagen 2145 m^3 Boden vom ursprünglichen Wärmegrad $+10^{\circ}$ auf -10° gekühlt und gefroren, so daß der Ausbau beginnen konnte; die Gefrierrohre reichten 1 m unter Tunnelsohle.

3. Trockenlegung und Trockenhaltung der Baugrube. a) Ableitung des Wassers durch Vorflut. Ist der in Betracht kommende Vorfluter (Wasserabführungslauf) tiefer gelegen als die Bauwerksohle, und sind die Bodenverhältnisse günstig, so genügt eine Oberflächendränage, die mit fortschreitendem Bodenaushub tiefer gelegt wird, und deren Sammelleitung unmittelbar oder durch eine Verbindungsleitung in den Vorfluter mündet; diese Verbindungsleitung kann als offener Graben mit natürlich geböschter oder verkleideter Wandung hergestellt werden, oder bei größerer Tiefe als Rohrleitung aus Beton, Ton, Steinzeug, Eisen oder endlich als gemauerter oder ausgebohrter Kanal. Geschlossene Leitungen können auch heberartig angeordnet werden.

Zur Oberflächenentwässerung genügen während der Erdarbeit offene rinnenartige Gräben, die jedoch nach Freilegen der Sohle dort, wo das Grundmauerwerk aufsitzen soll, durch geschlossene Sickerstränge ersetzt werden müssen; in diesen muß das Wasser so tief gehalten werden, daß ein Ausspülen des Mauerwerkmörtels mit Sicherheit vermieden wird. Diese Stränge werden meist aus Ton- oder Betonrohren gebildet, die in ausgehobenen Rinnen verlegt und mit Kies oder Schotter umpackt werden; bei sehr geringer Wasserführung können die ausgehobenen Rinnen unter

Fortlassung der Rohre einfach mit Schotter oder grobem Kies (Rollkies) ausgefüllt werden.

In feinem Sandboden ist die Ausfüllung der Rinnen filterartig anzuordnen: zu äußerst ist feiner Kies einzubringen, an den sich nach innen zu allmählich gröber werdender Kies anschließt, so daß zu dem aus Grobkies oder Schotter bestehenden Rinnenkern nur gefiltertes Wasser durchsickern kann.

Die zur unmittelbaren Aufnahme des Regenwassers und des aus dem Boden austretenden Wassers bestimmten Stränge (die „Sauger“) können bei undurchlässigem Boden in großem gegenseitigen Abstand (12—15 m) verlegt werden, da die Hauptmenge des Wassers von den Seitenwänden der Baugrube und aus vereinzelt Sohlenquellen zu erwarten ist. Bei durchlässigem Boden pflegt die Saugentfernung mit 5—12 m bemessen zu werden; außerdem werden bei großer Länge der Sauger Querstränge in 20—30 m Abstand gelegt, die zum Ausgleich unter den Saugern und zur Vervollkommnung des Saugernetzes dienen. Quellen werden nicht gestopft, sondern mit Filterkiespackung gefaßt und dem nächsten Sickerstrang zugeführt; ein Stopfen der Quelle führt meist nur zum Wiedervorbrechen derselben an anderer Stelle. Auch kann die Überdeckung der ganzen Bodenfläche mit einer 5—10 cm starken Grobkiesschicht nötig werden, in der das auftretende Wasser zu den Sickersträngen hin abfließen kann, ohne den frischen Mörtel des Gründungsmauerwerks zu bespülen oder unter dem Sohlenmauerwerk einen schädlichen Wasserdruck zu entwickeln.

Die Sauger werden aus Tonrohren von 4 cm, besser jedoch von 5 cm lichter Weite und 31 cm Länge gebildet, die stumpf, aber dicht aneinandergestoßen werden und an deren Stoßstellen das Wasser eintritt; das Mindestgefälle der Stränge in gewöhnlichem Boden geht aus folgender Tafel hervor:

Durchmesser em	Gefälle	
	in gewöhnlichem Boden ‰	in Trieb sand ‰
4	0,40—0,60	1,4
5	0,28—0,45	1,0
6,5	0,18—0,28	0,60
8	0,15—0,20	0,45
10	0,15	0,30
13	0,15	0,20
16	0,15	0,15

Sie werden zu Sammelleitungen vereinigt, die in die Abflußleitung münden.

Die Saugerlänge soll bei einem Gefälle von 0,4% nicht größer sein als

250 220 190 150 130 100 m

bei einem Strangabstand von

12 14 16 20 22 30 m.

Die Rohre der Sammler haben eine lichte Weite von 8 bis 21 cm; ihr Gefälle kann zwar geringer als das der Sauger angesetzt werden, wenn nur geringer Schlammabsatz zu erwarten ist, keinesfalls aber kleiner als 1 : 600. Meist ist jedoch bei Bauarbeiten mit einem sehr starken Schlamm- und Sandabsatz in den Leitungen zu rechnen, der dadurch eine wesentliche Vermehrung erfahren kann, daß durch Regen- oder Benässungswasser aus dem frischen Beton leicht lösliche Bestandteile des Zements mit fortgeführt und in den Leitungen wieder abgesetzt werden; sowohl Gefälle wie Querschnitt der Leitungen müssen daher möglichst reichlich bemessen werden.

b) Abpumpen aus der Baugrube. *Bei Grundwasser*: Ist ein genügend tiefliegender Vorfluter nicht vorhanden, so werden die Sammler zu einem Pumpensumpf zusammengeführt, aus dem das Wasser durch Pumpen in

solche Höhe gefördert wird, daß es mit Gefälle durch Leitung oder Graben dem nächsten Vorfluter zugeführt werden kann.

Der Pumpensumpf ist möglichst außerhalb des Grundmauerwerks anzuordnen, damit Mauerung und Wasserhaltung unabhängig voneinander sind und damit bei Stilllegen der Wasserhaltung sämtliche im Grundwasserbereich liegende Mauerwerksteile abgebunden haben und erhärtet sind. Die Größe des Pumpensumpfes darf nicht zu gering bemessen werden, damit beim Versagen der Pumpe ein Speicherraum von solcher Größe zur Aufnahme des zulaufenden Wassers zur Verfügung steht, daß wenigstens geringfügigere Schäden der Pumpenanlage beseitigt werden können, bevor das Wasser die Sohle der eigentlichen Baugrube erreicht. In den meisten Fällen ist die genaue Beobachtung des Wasserstandes im Pumpensumpf von der Pumpenplattform aus kaum möglich; dann ist der mit geringen Kosten vorzunehmende Einbau eines Schwimmers von Nutzen, dessen Zeiger dem Maschinisten an der Pumpe deutlich den Stand des Wasserspiegels angibt.

Da der Saugkopf der Pumpe nicht unmittelbar auf dem Boden des Sumpfes aufsitzen darf, wenn das für die Pumpe schädliche Mitsaugen des Schlammes verhütet werden soll, da ferner die Kontrolle der Sickerleitungen sehr erleichtert wird, wenn die Mündung der Leitungen frei oberhalb des Wasserspiegels des Sumpfes liegt, so ergibt sich für letzteren eine Mindesttiefe von 60—80 cm bei kleineren Bauten; bei Tiefbauten mittlerer Abmessungen, bei denen ein Sumpf von 6—15 m³ Inhalt erforderlich ist, kann die erforderliche Tiefe auf 1½—2 m steigen; in sandigem Boden, wo das Einspülen von Sand aus Sohle und Wand des Sumpfes droht, wird seine Auskleidung mit Beton oder Spundbohlen nötig.

Zur Wasserförderung ist der Handbetrieb (Wasserschaukel, Eimer, Handpumpen usw.) nur bei ganz geringen För-

dermengen und kurzer Bauzeit wirtschaftlich; andernfalls ist die mechanische Förderung vorzuziehen, und zwar eignen sich für geringe Fördermengen und aussetzenden, unregelmäßigen Betrieb die Wasser- und Dampfstrahlpumpen, Pulsometer, Injektoren, Preßluftpumpen, für dauern den Betrieb die Membran-, Kolben- und Kreiselpumpen, bei sehr geringen Förderhöhen auch die Schöpfträder, Wasserschnellen und Wasserschrauben.

Bei offenem Wasser: Die unmittelbare Nähe des Wassers, von dem die Baugrube nur durch Spundwände oder Fangedämme getrennt ist, birgt bei offener Wasserhaltung und durchlässigem Boden die Gefahr der Sohlenausspülung oder gar plötzlicher Sohlenaufbrüche; daher wird häufig die Trockenlegung erst dann vorgenommen, wenn nach erfolgter Naßbaggerung eine Schütt-

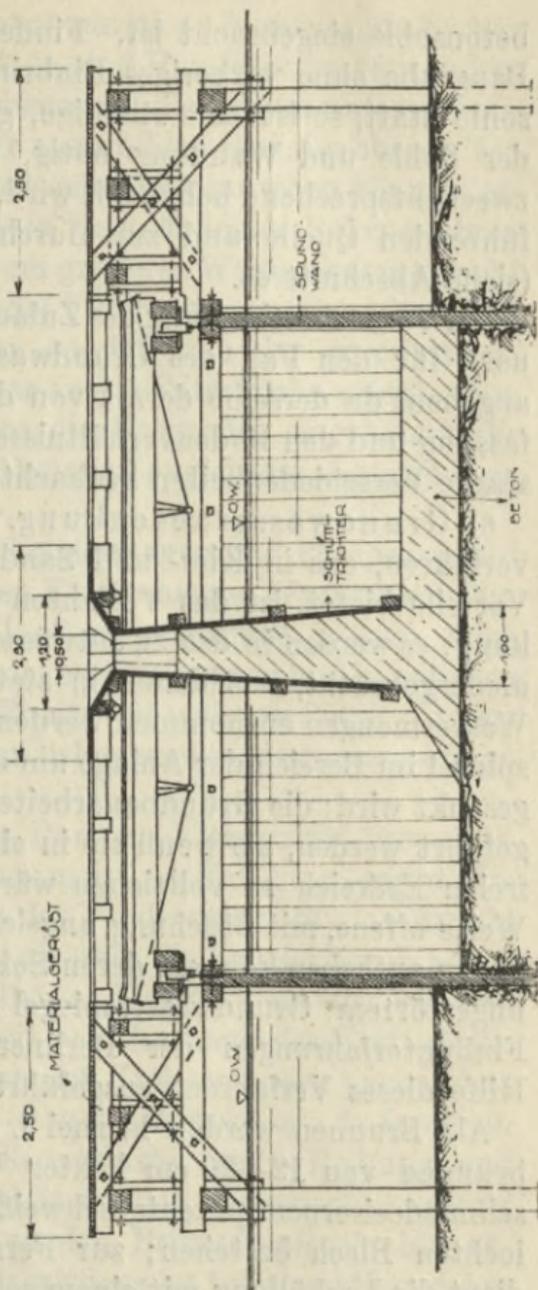


Abb. 53. Schüttbetonsohle.

betonsohle eingebracht ist. Findet das Leerpumpen der Baugrube ohne vorheriges Einbringen einer Schüttbetonsohle statt, so ist eine ständige, gründliche Überprüfung der Sohle und Wandung nötig, damit jede Sickerstelle zweckentsprechend behandelt wird, bevor sie sich zur sandführenden Quelle und zur Durchbruchgefahr auswächst (siehe Abschnitt d).

Zur Vorausbestimmung des Zulaufs lassen sich weder hier noch für den Fall des Grundwassers allgemeine Regeln angeben, da derselbe derart von der Dichtigkeit der Einfassung und den Bodenverhältnissen abhängt, daß äußerst starke Verschiedenheiten beobachtet werden.

c) Grundwasserabsenkung. Ein Wasserhaltungsverfahren, das in Kies- und Sandboden außerordentliche Vorteile bietet, ist das Verfahren der Grundwasserabsenkung: es werden in das zu entwässernde Erdreich Brunnen niedergebracht, aus denen in stetigem Betrieb derartige Wassermengen entnommen werden, daß der Grundwasserspiegel im Bereich der Anlage um das gewünschte Maß abgesenkt wird; die Grundbauarbeiten können nun so durchgeführt werden, als wenn sie in einem von Natur wasserfreien Erdreich zu vollziehen wären. Man hat auf diese Weise offene, mit Böschung angelegte Baugruben in Sandboden ausheben können, deren Sohle 22 m und mehr unter ungestörtem Grundwasserspiegel lag, auch wurden die Flußunterfahrungen der Berliner Untergrundbahn mit Hilfe dieses Verfahrens ausgeführt.

Als Brunnen werden hierbei i. a. nur noch Rohrfilterbrunnen von 12—20 cm lichter Weite benutzt, die aus schmiedeeisernem patentgeschweißten, feuerverzinkten gelochten Blech bestehen; zur Fernhaltung des Erdreichs dient die Umhüllung mit einem so feinen Filtergewebe aus Kupfer-, Messing- oder verzinktem Eisendraht, daß auch die feineren Bestandteile des Bodens zurückgehalten wer-

den. Ist das Grundwasser chemisch so wirksam, daß sogar Kupfer angefressen wird, so sind Holzfilter zu verwenden.

Der Einbau der Filterbrunnen, die nur im unteren, saugenden Teil als Filterrohr auszubilden sind, im oberen Teil aber aus glattem, ungelochtem Blech bestehen können, erfolgt in der Weise, daß in dem üblichen Bohrverfahren Mantelrohre von etwa 5 cm größerer Weite niedergebracht werden; sodann werden die Filterbrunnen eingehängt und die Mantelrohre gezogen, so daß sich der grundwassererfüllte Boden unmittelbar an die Filterfläche anlegt. Nun werden in die Filterrohre die Saugrohre eingehängt, die oben an die zur Pumpe führende Saugleitung angeschlossen werden.

Der Durchmesser der Saugleitungen und Pumpen ergibt sich aus der mutmaßlichen Fördermenge (Wassergeschwindigkeit in den Rohren 1—2 m, keinesfalls > 3 m), doch geht man nicht gern über die marktgängigen und handlichen Größen hinaus; wo also Rohre von mehr als 350 mm erforderlich würden, wählt man lieber zwei Stränge von geringem Durchmesser.

Wird zum Antrieb der Pumpen Elektrizität verwandt, wie es bei Großbauten jetzt meist der Fall ist, so ergibt sich von selbst die Auflösung der Förderanlage in eine Anzahl handlicher Pumpensätze, die über die Saugleitung hin verteilt werden; bei unmittelbarem Dampftrieb der Pumpen fehlt diese Unabhängigkeit von der Lage der Kraftquelle.

Als Pumpen werden zumeist Kreiselpumpen verwendet; da ihre Saughöhe auf 7—9 m beschränkt ist, da ferner in den Leitungen Druckhöhenverluste durch Reibung und Wirbelung entstehen, und da endlich der gesenkte Spiegel durch eine gekrümmte, zu den Brunnen spiegeln hin abfallende Fläche dargestellt wird, so ist bei einstaffligen Anlagen das Maß der nutzbaren Absenkung auf 3,5—5,5 m beschränkt.

Soll eine tiefere Absenkung erzielt werden, so wird entweder nach Erreichen einer gewissen Senkung eine zweite, tieferliegende Senkungsstaffel eingebaut, unter Umständen auch eine dritte, vierte usw., oder es wird zum Hilfsmittel der Tiefpumpen gegriffen, die beliebig tief in die einzelnen Brunnen eingehängt werden können und das Wasser in einem einheitlichen Hube über jede gewünschte Förderhöhe hin zutage fördern.

Als durchgebildete Typen der Tiefpumpe seien erwähnt: die mit Preßluft arbeitende Mammutpumpe, die durch Druckwasser angetriebene Hydrokreiselpumpe, die Bekapumpe, deren Elektromotor auf dem Gestängekopf arbeitet, und die Elmopumpe, deren wasserdicht gekapselter Motor in demselben Gehäuse mit der Förderpumpe am Gestängefuß untergebracht ist.

Für die Bemessung einer Anlage ist die Kenntnis der Durchlässigkeit (des „ k -Wertes“) der angetroffenen Bodenart unerlässlich.

Bei den geringen, hier in Frage kommenden Wassergeschwindigkeiten gilt das Gesetz $v = k \cdot \frac{dy}{dx}$, wenn v die Filtergeschwindigkeit ist (die je Quadratmeter lotrechter Bodenfläche hindurchsickernde Wassermenge), $\frac{dy}{dx}$ das Spiegelgefälle an der betrachteten Stelle und k der Durchlässigkeitswert des Bodens; setzen wir $\frac{dy}{dx} = 1$, so erhalten wir $v' = k$, wir können also den k -Wert als diejenige Filtergeschwindigkeit auffassen, die sich in der betrachteten Bodenart bei einem Spiegelgefälle von 45° einstellt.

Ist um einen Einzelbrunnen herum bei der Entnahme q der gesenkte Spiegel in eine Beharrungslage gekommen, so ist die durch einen gedachten, zum Brunnen konzentrischen

Zylindermantel vom Halbmesser r hindurchsickernde Wassermenge durch die Gleichung bestimmt:

$$q = 2 r \pi y k \cdot \frac{dy}{dr};$$

durch Integration erhält man:

$$H^2 - y^2 = \frac{q}{\pi k} \ln \frac{R}{r}.$$

In dieser Gleichung ist H die Höhe der wasserführenden Schicht, R die Reichweite des Brunnens.

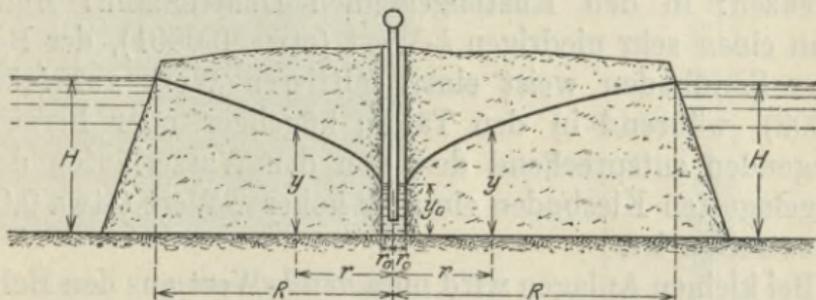


Abb. 54. Spiegelsenkung durch Einzelbrunnen. (Aus „Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“, Julius Springer: Berlin 1924.)

Die Erfahrung hat gezeigt, daß man bei nicht allzu seichten Brunnen für die Größe H die Höhe zwischen ungesenktem Spiegel und Brunnensohle ansetzen kann.

Für eine aus n Brunnen bestehende Anlage erhält man sinngemäß die Gleichung für einen beliebigen Punkt des Spiegels:

$$H^2 - y^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_1 \cdot r_2 \cdot r_3 \cdot \dots \cdot r_n}};$$

hier bedeutet $r_1 \dots r_n$ den Abstand des betrachteten Punktes vom ersten ... n ten Brunnen und Q die Gesamtentnahme.

Die Reichweite kann bei überschläglichen Berechnungen als diejenige Entfernung vom Entnahmeschwerpunkt an-

gesehen werden, deren Vergrößerung die rechnerisch ermittelte Spiegelform nicht wesentlich beeinflussen würde; bei geringer Entnahme (15—30 l/Sek.) und mittlerem k -Wert kann man sie also auf 300—500 m schätzen, bei großen Entnahmen (100—300 l/Sek.) auf 1000—1500 m. Bei genauen Berechnungen wird man den Einfluß der Zeit und des Regenfalles auf die Reichweite berücksichtigen müssen, wie dies in dem unten angegebenen Werk¹⁾ dargestellt ist.

Die Bodendurchlässigkeit wechselt [zwischen [weiten Grenzen: in den Küstengegenden Deutschlands findet man einen sehr niedrigen k -Wert (etwa 0,0001), der Berliner Sandboden weist einen mittleren Wert auf (etwa 0,002), während in den Tälern hügeliger oder bergiger Gegenden entsprechend dem von den Wasserläufen dort abgelagerten Kiesboden ein sehr hoher k -Wert (etwa 0,01) anzutreffen ist.

Bei kleinen Anlagen wird man den k -Wert aus den Bohrergebnissen schätzen; bei großen Anlagen wird man stets gut tun, eine Probesenkung mit einer behelfsmäßig in kleinem Maßstab hergestellten Anlage durchzuführen, deren Ergebnisse genau beobachtet und gebucht und dann zur Bemessung des Vollausbauens der Anlage verwendet werden; die Brunnen der Probeanlage können dabei so angesetzt werden, daß sie auch beim Vollausbau Verwendung finden, auch läßt sich meist der Probebetrieb so in den Gesamtbauvorgang einordnen, daß die Probeanlage als erste Ausbaustaffel der Vollanlage angesehen und verwendet werden kann.

Eine vorherige Untersuchung des Grundwassers auf schädliche Beimengungen empfiehlt sich bei größeren Anlagen stets.

¹⁾ J. Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. (Springer 1924.)

Entwickelt das Grundwasser Gase, so ist eine Entlüftungsanlage vorzusehen, die die erforderliche Saughöhe in der Saugleitung gewährleistet.

Als Beispiel sei die von der Siemens-Bauunion durchgeführte Spiegelsenkung bei der Schleuse III in Wemeldinge angeführt; hier war eine Gesamtfläche von 13900 m²

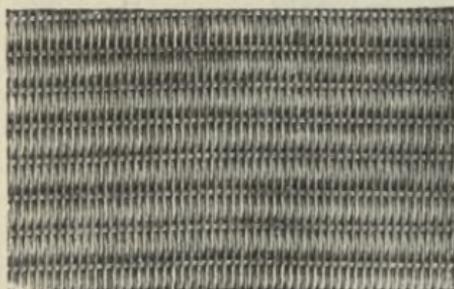


Abb. 55 a. Filtertresse (nach Prinz).
(Aus „Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“, Berlin 1924, Julius Springer.)

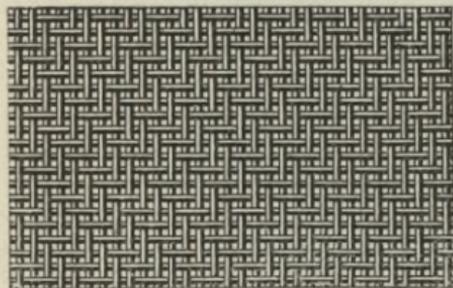


Abb. 55 b. Köpergewebe (nach Prinz).
(Aus „Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“, Berlin 1924, Julius Springer.)

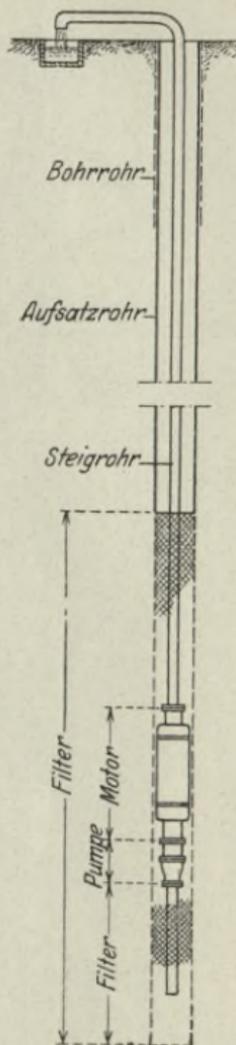


Abb. 56. Elmopumpe in Filterrohr eingehängt.
(Aus „Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“, Berlin 1924, Julius Springer.)

durch Spiegelsenkung um 8 m trocken zu legen. Die Senkung um die ersten 4 m konnte mit offener Wasserhaltung,

dem Baugrubenaushub folgend, erzwungen werden; für die Tiefenkung um die restlichen 4 m wurden 51 Brunnen

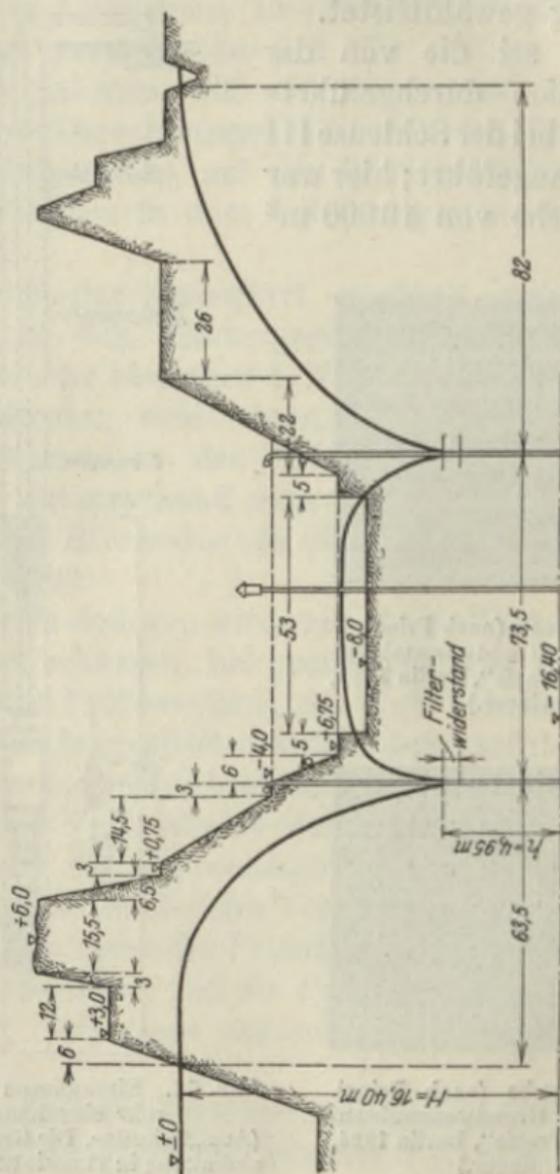


Abb. 57. Senkungsanlage für Schleuse Wemeldinge
Schnitt A—B.

Aus „Schultze, Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“, Berlin 1924, Julius Springer.)

niedergebracht, die $0,1036 \text{ m}^3/\text{Sek.}$ Wasser lieferten; der k -Wert ergab sich zu $0,000141$.

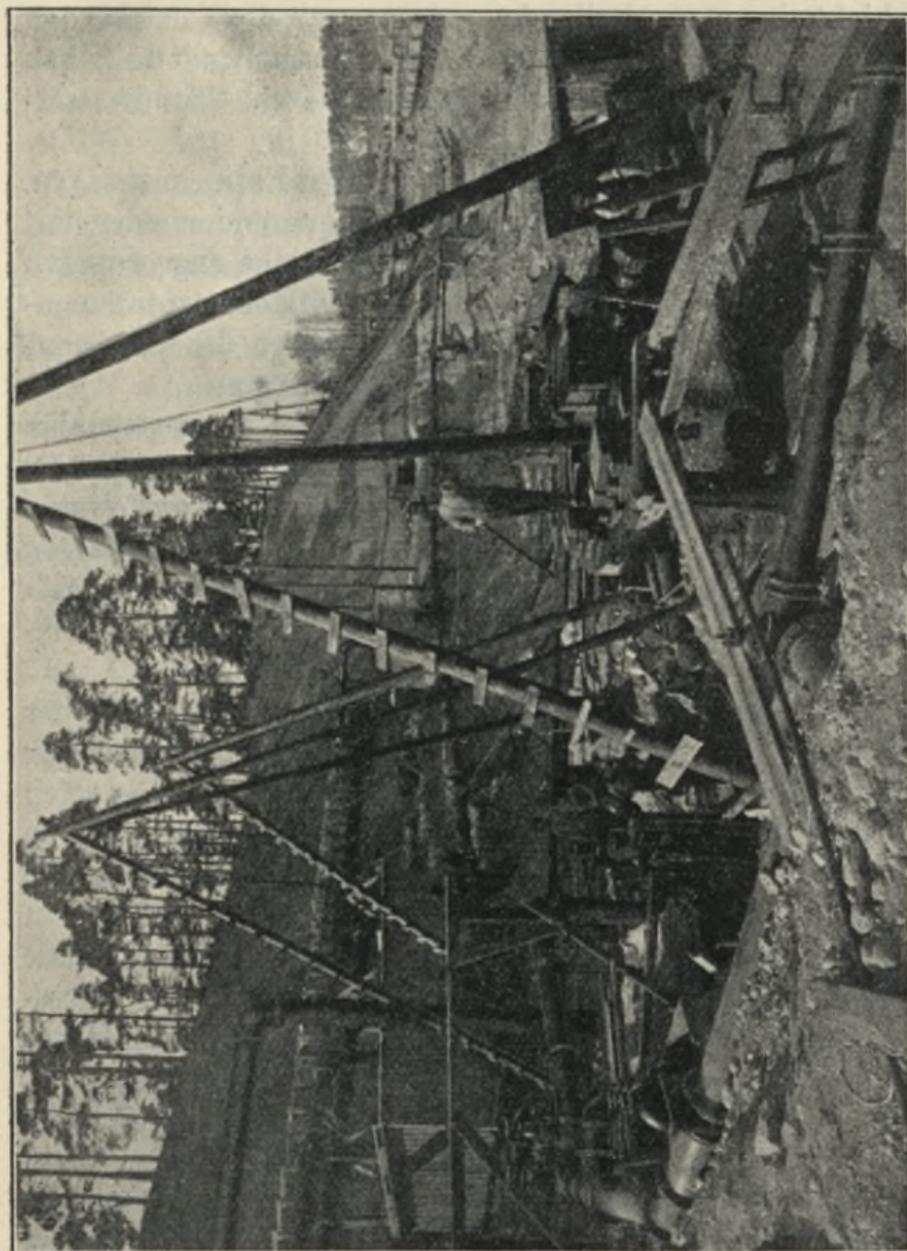


Abb. 58. Bohren von Wassersenkungsbrunnen.

Bei der Absenkung unter offenen Gewässern spielt die auf der Sohle der meisten Gewässer abgesetzte Senkstoffs-

schicht eine große Rolle, denn sie drosselt die Versickerung aus dem Gewässertrog so stark ab, daß unterhalb desselben die Trockenlegung des Baugrundes durch Grundwasserabsenkung durchgeführt werden kann.

Die vom Verfasser hierfür abgeleiteten Formeln besagen, daß die die ganze Flußbreite durchquerenden oder mit einem großen Halbmesser der Brunnenreihe angeordneten Anlagen technisch den auf kleine Grundflächen zusammengedrängten oder mit kleinem Halbmesser der Brunnenreihe arbeitenden Anlagen weit überlegen sind.

Der Steiltrichter, wie er sich vor Kopf einer schmalen Baugrube bei der Tiefsenkung einstellen muß, war wohl die Hauptursache des Wassereinbruchs beim Bau der ersten Spreekreuzung der Berliner Untergrundbahn; die späteren Fluß- bzw. Kanalunterfahrungen dieser Bahn wurden mit Hilfe der Grundwasserabsenkung ohne Zwischenfall durchgeführt.

Entsprechend der Wichtigkeit der Senkstoffschicht der Gewässersohle muß bei den Bauarbeiten auf die Erhaltung dieser Schicht größter Wert gelegt werden, auch dürfen während der Absenkung keine Pfähle, Bohlen oder Brunnen gezogen werden, da die hierbei entstehenden Hohlräume dem Wasser einen kurzen und leichten Weg zu dem wasserfrei zu haltenden Raum zeigen. Auch sind hier eiserne Spundwände mit ihrer sicheren und dichten Schloßführung vor hölzernen zu bevorzugen; eine Tiefführung des Spundwandfußes über das aus statischen Gründen gebotene Maß hinaus ist ratsam, um die Gefahr des Wasseraufbruchs zu mindern.

d) Beseitigen und Dichten von Quellen. Sind Quellen aufgetreten, so ist es fast stets ratsam, von ihrer Dichtung abzusehen, da sie sich leicht an anderer Stelle Bahn brechen und dadurch den Boden unnötig lockern; sie können dadurch unschädlich gemacht werden, daß sie durch Einbringen von Kies gefiltert und in offenen oder verdeck-

ten Rinnen abgeführt werden. Ist ausnahmsweise das Dichten einer Quelle unbedingt nötig, so ist das einfachste, aber auch unzulänglichste Mittel das Eintreiben eines Holzpfales in die Quellöffnung. Besser und wirksamer ist es, wenn die Quelle gefiltert und vorübergehend in einem Rohrgefaß zum Abfluß gebracht wird, so daß in Ruhe eine saubere, wasserdichte, die Quelle umschließende, nur noch vom Rohr durchbrochene Fassung hergestellt werden kann; ist diese Fassung genügend erhärtet, dann kann das Rohr durch schnell bindenden Zement oder Holzstopfen, oder Metaldeckel, oder durch Absperrschieber geschlossen werden. Das wirksamste Stopfmittel dürfte Stopfsika sein: eine mit reinem Zement zu vermengende Flüssigkeit; diese Gemenge bindet so schnell ab (15 Sek.) und geht eine so innige und feste Haftverbindung mit Betonflächen ein, daß Quellen von hohem Druck leicht hiermit gestopft werden. Die Umschließungsfassung kann als rings geschlossene Kapsel oder als offenes Standrohr ausgebildet werden, dessen Höhe der Druckhöhe der Quelle entsprechen muß.

Diese Art der Absperrung wird auch bei künstlichen, absichtlich erbohrten Quellen zu ihrem Außerbetriebssetzen angewandt: es kann vorkommen, daß die Baugrube in undurchlässigem Boden auszuheben ist, der über einer durchlässigen, mit Grundwasser von hohem Druck erfüllten Bodenschicht lagert; dann liegt bei fortschreitendem Bodenaushub die Gefahr vor, daß die obere, nunmehr geschwächte Schicht vom Grundwasserdruck gesprengt und aufgebrochen wird. Diese Gefahr wird durch Bohren von Brunnen beseitigt, die bis zur wasserführenden Schicht reichen, und die das Grundwasser seines Überdrucks entledigen, indem sie ihm die Möglichkeit des Abfließens geben. Ist durch Erstellung eines Teiles des Grundmauerwerks genügend Last aufgebracht, dann können die Brunnen und künstlichen Quellen auf die erwähnte Art geschlossen werden.

Kapitel III.

Verbesserung von schlechtem Baugrund.

§ 9. Verbesserung von Baugrund über Grundwasser.

1. Vorherige Belastung, Abwalzen und Abrammen. Steht ein an und für sich guter, jedoch lockerer Boden zur Verfügung (z. B. aufgefüllter Sandboden, Anschwemm-boden), oder handelt es sich um einen schlechten, weichen Boden, der für weniger wichtige Bauten nutzbar gemacht werden soll, so kann seine Verbesserung dadurch erzielt werden, daß seine Bestandteile in ein engeres Gefüge gebracht werden.

Als ein einfaches Mittel bietet sich das zeitweise Lagern von Sand oder Baustoffen auf dem Baugrund, die dort verbleiben, bis derselbe für die Gründungsarbeit freigegeben werden muß.

Da die Schüttungsstärke 5—7 m betragen muß und die Dauer dieser Belastung 6—12 Monate, so ist selten Gelegenheit für Anwendung dieses Verfahrens gegeben.

Ein besseres Mittel ist das Abwalzen oder das Abrammen. Zum Walzen werden bei schlechtem Boden Handwalzen oder leichte Pferdewalzen genommen, bei gutem, aber zu losem Boden schwere Pferde- oder Dampfwalzen. Zum Abrammen werden hölzerne oder eiserne Stampfer verwandt oder Handsetzrammen, die von 2—4 Arbeitern zu bedienen sind oder Druckluftstampfer.

2. Einstampfen von Schotter oder Steinen. Die Tragfähigkeit einer weichen Ton-, Lehm- oder Moorschicht kann dadurch verbessert werden, daß hochkant gestellte Steine oder eine oder zwei je 30 cm hohe Schichten Schotter, Grobkies oder Steinschlag aufgebracht und durch Abwalzen oder Abrammen zu fester Lagerung gebracht werden; die so gebildete feste und dicke Kruste verringert durch die er-

zielte Lastverteilung die Bodenpressung und behindert gleichzeitig das seitliche Emporquetschen des Bodens unter der Last, das bei den erwähnten Bodenarten die Hauptursache der Setzungen und der Nachgiebigkeit zu sein pflegt.

3. Einschwemmen. Lose gelagerter Sand wird durch Einschwemmen verdichtet, da das auf die Oberfläche aufgebraachte Wasser bei seinem Weg nach den tieferen Schichten die feinen Sandkörner mitnimmt und in den Hohlräumen absetzt, auf diese Weise eine Umlagerung und festere Fügung der Teilchen hervorrufend. Selbstredend muß für einen guten Abzug des Wassers gesorgt werden. Handelt es sich um Kies- oder Schlackenboden oder sonstigen hohlräumigen Boden, so muß dem Schwemmwasser die genügende Menge Sand beigegeben werden, wenn die Ausfüllung der Hohlräume erreicht werden soll. Eine künstliche Bodenerschütterung durch Rammschläge oder Detonationen während des Schlämmens fördert in wesentlichem Maße die dichte Lagerung.

4. Eintreiben von Sand- oder Betonpflocken. Eine bedeutende Erhöhung der Tragfähigkeit losen oder weichen Bodens wird durch seine Zusammenpressung in wagerechtem Sinne erreicht; diese wagerechte Verdichtung kann hervorgerufen werden durch Rammen eines sogleich wieder zu ziehenden Pfahles in gewissen Abständen und Ausfüllen des geschaffenen Hohlraumes mit Sand, durch Stößelwirkung nach dem Dulacverfahren (Kompressolpfähle) und endlich durch Bohren von Rohrbrunnen und festes Ausfüllen des Hohlraums unter gleichzeitigem Ziehen des Brunnenmantels.

Das zuerst erwähnte Rammpfahlverfahren wurde u. a. zur Verdichtung einer 7 m hohen, mit „Schmierkohle“ durchsetzten Auffüllschicht benutzt, auf der eine größere Braunkohlenfabrik errichtet werden sollte. Der Erfolg war ein vollkommener, zumal beim Rammen gleichzeitig die

gesamte Fläche reichlich gewässert wurde; der verdrängte Boden wurde seitlich in das Erdreich hineingepreßt und dessen Dichte und Tragfähigkeit erhöht. Wegen seiner großen Ähnlichkeit mit der Pfahlrammung wird das Verfahren im Abschnitt „Pfahlgründung“ besprochen werden.

Nach dem von Dulac in Paris angewandten Verfahren wird ein röhrenförmiger Hohlraum im Erdreich dadurch hergestellt, daß aus großer Höhe herab ein Grundstößel fallen gelassen wird, der durch die Wucht seines Falles den Boden zum Teil beiseitepreßt, ihn seitlich verdichtend, zum Teil in lotrechtem Sinne zusammenpreßt und tragfähiger macht. Das so geschaffene Hohlrohr wird bei weniger bedeutenden Bauten mit Sand oder Schotter, bei wichtigen Bauten mit Beton lagenweise gefüllt, der durch einen zweiten Stößel festgerammt wird.

Die aus Gußeisen bestehenden Stößel werden in drei Formen verwendet: als Spitzstößel, als bauchiger Stößel und als Flachstößel. Der mit Stahlspitze versehene Spitzstößel hat einen oberen Durchmesser von 70—85 cm und ein Gewicht von 1,5—2,2 t, er dient zum Erstellen der Hohlräume; gleichen Kopfdurchmesser bei geringerem Gewicht hat der bauchige Stopfstößel; der Flachstößel hat nur 1 bis 1,5 t Gewicht und dient zum Feststampfen der Sohle und der eingebrachten Füllmasse. Die Stößel besitzen einen knaufartig endenden Stiel, an dem sie von der Stößelramme mit Hilfe einer Klaue hochgezogen werden; in der gewünschten Höhe (6—15 m Fallhöhe) wird der Griff selbsttätig ausgerückt, wodurch der Fall verursacht wird. Nach Angabe von Ing. Stroß kann ein Pfeiler als genügend vorgerammt gelten, wenn der Flachstößel bei 10 m Fallhöhe in fünf Schlägen nur 3—5 cm eindringt; man wird jedoch gut tun, dies Maß, wenn irgend möglich, zu verringern. In geeignetem Boden können Pfahllöcher bis zu 15 m Tiefe geschlagen werden.

Die eingebrachte und lagenweise mit dem Flachstößel abgerammte Füllmasse wird durch ihre Zusammenpressung gleichzeitig seitlich in das umgebende Erdreich hineingedrängt und zu engem Verwachsen mit ihm gezwungen; in die weichen Bodenschichten dringt die Füllmasse seitlich tiefer ein als in die festeren, und die Ausbauchungen steigern durch ihr Aufliegen auf den festeren Bodenteilen die Tragfähigkeit des Pfeilers. Wie durch Aufgraben an fertigen Pfeilern festgestellt wurde, kann der Durchmesser dieser Ausbauchungen das 2—3fache des Stößeldurchmessers erreichen. Daher ist auch der Verbrauch an Füllmasse bedeutend größer, als es dem Durchmesser der Hohlröhre, dem theoretischen Bedarf, entsprechen würde; so war für die Stößelpfähle zur Gründung einer Bachüberführung bei Rothenau bei einem theoretischen Bedarf von $0,44 \text{ m}^3$ Beton je stgm ein tatsächlicher Verbrauch von $0,6 \text{ m}^3$ zu verzeichnen; für die etwa 6 m langen Pfähle zur Gründung eines vierstöckigen Hauses in Alexandria wurden bei einem theoretischen Bedarf von $0,5 \text{ m}^3$ in Wirklichkeit $1,2—1,3 \text{ m}^3$ Beton je stgm verbraucht, außerdem jedoch noch 3 m^3 Hartsteinschotter je Pfeiler zum Abrammen und Verdichten der Pfeilersohle. Der zu durchfahrende Boden bestand aus einer 3,5 m starken Auffüllbodenschicht, unter der sich Schlamm von etwa 2,5 m Stärke fand, der den tragfähigen Sand überlagerte.

Bei seitlich drückendem Boden kann während des Fallbohrens Schotter in das Rohr gegeben werden, um zur Steifung des zu weichen Bodens und zur mantelförmigen Auskleidung des Loches verarbeitet zu werden.

Müssen wasserführende Schichten durchfahren werden, so kann man eine wasserdichte Ausmantelung dadurch erzielen, daß während des Fallbohrens schmiegsamer Ton in das Loch getan wird.

Sind die obersten Bodenschichten sehr weich, so erfolgt leicht ein Verschütten des bereits tiefer eingedrungenen Stößels; die ersten Stöße dürfen dann nur mit geringer Fallhöhe geführt werden, auch muß dann der oberste Teil des Pfahloches durch ein Blechrohr von 1,2—1,5 m Durchmesser und 1—1,2 m Höhe und etwa 1 cm Stärke ausgesteift werden, das vom Stößel entsprechend seinem Eindringen mit hinabgenommen wird. Unter Umständen müssen zwei solcher Blechrohre übereinander eingebaut werden.

Zum Arbeitsvorgang bei glatter Arbeit sind nötig: 1 Polier, 1 Maschinist bzw. Heizer, 1 Mann zum Abziehen der Greifklaue, 2 Mann zum Reinigen des Stößels und Einwerfen der Füllmasse.

Als Pfahlbelastung unter mittleren Verhältnissen werden 80—100 t je Pfahl zugelassen werden können bei einem geringsten Pfahlabstand von etwa 2,5 m. Bei einer Probelastung, die v. Emperger in Wien an einem Stößelpfahl von 7 m Tiefe ausführte, zeigte sich bei einer Belastung von 167,5 t eine Zusammendrückung von 18 mm, die bei Entlastung auf 16,7 mm zurückging.

Nach diesem Verfahren wurde u. a. die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber gegründet, sowie eine Brücke über die Sambre bei Maubeuge. Bei der Gründung eines Gebäudes in Ulm wurden von der Firma Rek Stößelpfähle bis 12 m Tiefe erstellt.

Wo es erforderlich erscheint, wird der obere Teil der Pfähle mit Eisen bewehrt.

5. Zementeinführung. In durchlässigem, sandigem Boden kann die Einführung von Zement bzw. Zementmilch gute Dienste leisten, die entweder oberflächlich, oder zu tieferen Stellen durch niedergebrachte Robre zugeführt wird. So wurde beim Bau der Brücke bei Ehingen die Tragfähigkeit des Kiesbodens, auf den der eine Landpfeiler aufgesetzt wurde, auf das erforderliche Maß dadurch erhöht,

daß dünnflüssiger Zementmörtel durch Rohre von 40 mm lichter Weite in ihn eingepreßt wurde; der Erfolg war durchaus zufriedenstellend. Besondere Bedeutung hat dies Verfahren für die nachträgliche Verbesserung von Baugrund unter fertigen Bauwerken. Um bei der Mörtelzuführung zu tieferen Stellen die Verteilung im Boden zu sichern und zu beschleunigen, erfolgt die Zuführung unter starkem Preßluftdruck.

§ 10. Verbesserung von Baugrund unter Grundwasser.

1. Entwässerung. Das im Erdreich anstehende Wasser kann die Tragfähigkeit von moorigem, tonigen oder feinsandigen Boden wesentlich herabsetzen; daher erhöht man die Tragfähigkeit solchen Bodens, wenn man ihm durch eine Drainage oder durch Verbesserung der Vorflut das Wasser entzieht.

Dies Hilfsmittel wurde des öfteren bei hohen Dämmen angewandt, deren untere wasserdurchsetzten Schichten unter dem Druck der über ihnen lastenden Erdmassen seitlich auswichen; so war der milde Ton, der in den Anschlußdamm der Bahnbrücke über die Sorge verbaut war, unter Wasseraufnahme breiartig geworden und bedrohte den Landpfeiler; durch Einbau von zwei Entwässerungstollen von je 80 cm Breite und 1 m Höhe wurde die Gefahr völlig behoben; in gleicher Weise wurden die Dammrutschungen der 35 m hohen Südrampe der Brücke bei Holtenau behoben. Durch Entwässerung mit Hilfe eines zum nahen Fluß entwässernden Stollens wurden auch die gefährdeten Bauwerke von Mount Vernon gesichert.

Sandbettungen, die über Grundwasser eingestampft wurden und auf denen stark belastete Grundbauten aufgebaut wurden, sind nach holländischen Erfahrungen gefährdet, sowie sie von etwa steigendem Grundwasser erfaßt werden;

ihre Tragfähigkeit wird durch Regelung der Vorflut gesichert.

2. Rammen von Verdichtungspfählen. Ein nachgiebiger, aber gleichmäßiger Boden kann durch Verdichtungspfähle derart zusammengepreßt werden, daß seine Tragfähigkeit wesentlich gesteigert wird. Der Verdichtungspfahl im engsten Sinne des Wortes hat nicht die Aufgabe der Lastaufnahme; besitzt jedoch die zu verdichtende Schicht eine größere Tiefe, so daß Pfähle von mehr als 2 bis 3 m Länge nötig werden, dann wirken sie nicht nur als Verdichtungspfähle, sondern auch dadurch, daß sie einen wesentlichen Teil der Bauwerkslast in die tieferen, an sich dichteren und etwas tragfähigeren Schichten überführen. Die Bodenoberfläche unter dem Bauwerk wird hierdurch von der Lastaufnahme befreit. Es entsteht so der „schwebende Pfahlrost“, der zu den Pfahlgründungen zu zählen ist. Die nach erfolgter Verdichtung zuzulassende Bodenbelastung kann nur durch Probelastung genau ermittelt werden.

Das Verfahren der Vortriebpfähle stößt bei der Verdichtung wässerigen Bodens auf Schwierigkeiten, da der Hohlraum nach dem Ziehen des Pfahles oder der Form sich mit Wasser oder gar mit wässrigem Boden füllt; bei den Bohrpfählen wird dieser Übelstand durch Ansetzen von Preßluft bzw. Preßbeton vermieden (z. B. Michaelis-, Strauß-, Wolfsholzpfehl).

Hier ist ferner die Einfassung des nachgiebigen Baugrundes durch eine bis in die guten Schichten hinreichende, oben verankerte Spundwand zu erwähnen, die ein Ausweichen des Bodens verhindert und so seine Verdichtung unter der Bauwerkslast erzwingt.

3. Zementeinpressung. Hier gilt sinngemäß das unter §9, 5 Gesagte. In moorigem Grund muß mit der allmählichen Zerstörung des in frischem Zustand den Moorsäuren aus-

gesetzten Zementmörtels gerechnet werden, falls nicht ein Schutzstoff (etwa Sika 4a) zugesetzt wird. In wenig durchlässigem Boden ist die Sicherung einer gleichmäßigen Verteilung des Preßzements schwierig: es bilden sich leicht Nester hoher Festigkeit, während neben ihnen unberührter, weicher Boden bestehen bleibt. In Schwimmsandboden kann das Verfahren gute Dienste leisten, obwohl auch hier die Baugrundverbesserung nicht stets eine völlige Gleichmäßigkeit aufweisen wird.

Die Einspritzrohre können mit Hilfe von Druckwasser niedergespült werden; dann wird der flüssige Zementbrei hinabgepreßt und das Rohr entsprechend der Sättigung der einzelnen Schichten gehoben.

4. Versenken von Sand, Kies, Steinmaterial. In ähnlicher Weise, wie unter § 9, 2 besprochen, können weiche unter Wasser belegene Bodenschichten durch Beschütten mit Sand, Kies oder Steinen tragfähiger gemacht werden; da ein Stampfen oder sonstiges Bearbeiten der Schüttung unter Wasser nicht ausführbar ist, und da die Bodenschicht infolge ihrer Wassersättigung sehr beweglich und flüssig zu sein pflegt, so muß Höhe und Fußbreite der Schüttung reichlich bemessen werden.

So wurde bei den älteren Triester Hafengebäuden über den leichtflüssigen und stellenweise mehr als 30 m tiefen Schlamm eine Steinschicht von 3 m Stärke und etwa 15 m Sohlenbreite unter Wasser geschüttet, auf die die Kaimauer von etwa 7 m Höhe aufgesetzt wurde. Die hier wie auch anderorts gemachten Erfahrungen zeigen aber, daß leicht ein Versinken der ganzen Schüttung stattfindet, so daß das Verfahren nur mit großer Vorsicht anzuwenden ist und bei wichtigen Bauten besser durch ein anderes Verfahren ersetzt wird.

Ein Bauwerk, bei dem das Verfahren mit gutem Erfolg angewandt wurde, ist die Lange Brücke in Cöpenick; um

die etwa 8 m starke Moorschicht, die hier die Flußsohle bildete, zusammenzupressen und zu festigen, wurde eine 4 bis 5 m starke Sandschüttung über die ganze Flußbreite aufgebracht; dann wurde für jeden der vier Pfeiler ein Holzpahlrost gerammt. Während jeweils die ersten Pfähle erschreckend leicht zogen, konnten infolge der dann eintretenden Bodenverdichtung die letzten Pfähle nur mit Mühe niedergebracht werden.

Bei der 1914 erbauten Kaimauer in Cuxhaven wurde der weiche Boden am Fuße der Eisenbetonspundwand durch Sandschüttung verdichtet und zur Aufnahme des vom Spundwandfuß ausgeübten Schubes befähigt.



Sachregister.

- Ausbohlung 70, 71.
Baggerung 60.
Baugrundbelastung (zulässige) 30, 46, 49.
Baugrunduntersuchung 39.
Baugrundverdichtung 132, 138.
Betonfangedamm 109.
Bodenaushub 50.
Bodenreibung 23.
Bodentragfähigkeit 10.
Bohrerüst 44, 129.
Böschung (natürliche) der Erdarten 19.
Brisanz 52.
Dampftramme 85.
Dichten von Quellen 130.
Drainage 117.
Dulac-Grundstößel 134.
Dynamit 52.
Entwässerung der Baugrube 117.
— des Baugrundes 137.
Erdborner 41.
Fangedamm (abgetreppter) 107.
Fangedämme 105.
Felsboden 20.
Felsborner 57.
Felsprengung 51.
Filtertresse 127.
Gefrierschachtverfahren 110.
Geologisches Profil 45.
Geröll 21.
Getriebezimmerung 71.
Gillsche Sandpumpe 76.
Grabenbagger 59.
Grundwasser (Allgem.) 31.
Grundwasserabsenkung 122.
Gurtförderer 63.
Indische Schaufel 75.
Kastenfangedamm 108.
Kiesboden 22.
Lampspundbohlen 89.
Langsche Wände 89.
Larssen-Bohlen 89.
Lehmboden 28, 37.
Leslies-Heber 76.
Löffelbagger 60.
Löffelborner 41.
Meerwasserraumgewicht 32.
Mergel 28, 37.
Moor 33.
Muldenkipper 64.
Mutterboden 29, 37.
Pendelsäge 81.
Pfaflzieher 97.
Porenraum von Sand 24.
Poetsch (Gefrierverfahren) 110.
Probebelastung (Baugrund) 34, 46.
— (Pfaflgrund) 45, 47.
Pumpenbagger 77.
Rammleistung 99.
Ransome-Bohle 89.
Reichweite bei Grundwasserabsenkung 125.
Ringfangedamm 109.
Sackbagger 75.
Sandboden 23.
Sandschüttung (Tragfähigkeit) 17.
— unter Wasser 139.
Schachtbagger 80.
Schichau Spülbagger 77.
Schlamm 29.
Schürfrage 40.
Schüttbeton 121.
Schwimmbagger 78.
Sondiereisen 40.
Sprengluft 51.
Spülförderung 51, 76.
Spülverfahren beim Rammen 102.
Spundbohlen, amerikan. 92.
Spundwände (Eisen) 89.
— (Eisenbeton) 100.
— (Holz) 86.
Steinkisten für Fangedämme 108.
Steinschüttung unter Wasser 139.
Tagewasser 31.
Taucherpanzer 81.
Taucherrüstung 82.
Tiefpumpen 127.
Tonboden 25, 37.
Torf 29, 37.
Ventilborner 41.
Verankerung von Spundwänden 100.
Verdichtungspfähle 133, 138.
Zementeinpressung (Baugrund) 136, 138.

80-2

2,00

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



I-301338



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000295837